

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

**Statická analýza železobetonové montované dvoupodlažní haly**

Static analysis of reinforced concrete prefabricated two-storey hall

Student:

Bc. Patrik Čaja

Vedoucí diplomové práce:

Ing. Marie Kozielová, Ph.D.

Ostrava 2018

## Zadání diplomové práce

Student:

**Bc. Patrik Čaja**

Studijní program:

N3607 Stavební inženýrství

Studijní obor:

3607T037 Konstrukce staveb

Téma:

Statická analýza železobetonové montované dvoupodlažní haly  
Static analysis of reinforced concrete prefabricated two-storey hall

Jazyk vypracování:

čeština

Zásady pro vypracování:

Cílem diplomové práce je návrh a statické posouzení dvoupodlažního objektu. Objekt bude navržen jako železobetonový montovaný skelet.

Součástí návrhu je provedení:

1. konstrukčního a dispozičního řešení jednotlivých podlaží objektu
2. návrh rozměrů hlavního nosného železobetonového systému
3. statické posouzení vybraných nosných prefabrikovaných prvků a konstrukcí
4. vyhotovení výkresové dokumentace vyztužení jednotlivých posouzených prefabrikovaných prvků

Seznam doporučené odborné literatury:

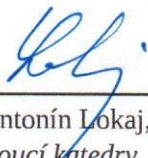
- ČSN EN 1991-1-1: Zatížení konstrukcí - Obecná zatížení – Část 1-1: Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení budov, ČSN EN 1991-1-1:2004
- ČSN EN 1991-1-3: Zatížení konstrukcí - Obecná zatížení – Část 1-3: Zatížení sněhem, ČSN EN 1991-1-3:2005
- ČSN EN 1991-1-4: Zatížení konstrukcí - Obecná zatížení – Část 1-4: Zatížení větrem, ČSN EN 1991-1-4:2005
- ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí - Obecně – Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní a inženýrské stavby, ČSN EN 1992-1-1:2006
- ČSN EN ISO 3766: Výkresy stavebních konstrukcí – Kreslení vyztuže do betonu, ČSN EN ISO 3766:2004
- ČSN 01 3481: Výkresy betonových konstrukcí, ČSN 01 3481:1987
- Procházka, J.; Krátký, J.: Navrhování betonových konstrukcí podle Eurocode 2. ČVUT, Praha 1995
- Procházka, J.; Krátký, J. a spol.: Betonové konstrukce – Příklady navrhování podle Eurocode 2. ČVUT, Praha 2003
- Bažant, Z.; Šmiřák, S.: Betonové konstrukce III – Konstrukce plošné, nádrže a zásobníky. Brno 2002

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

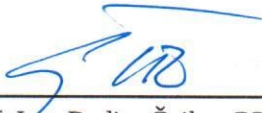
Vedoucí diplomové práce: **Ing. Marie Kozielová, Ph.D.**

Datum zadání: 28.02.2018

Datum odevzdání: 30.11.2018

  
doc. Ing. Antonín Lokaj, Ph.D.  
vedoucí katedry



  
prof. Ing. Radim Čajka, CSc.  
děkan fakulty

### **Prohlášení studenta**

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě .....

.....

podpis studenta

### **Prohlašuji:**

- byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- беру на ве́домі́, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- беру на ве́домі́, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě .....

.....  
podpis studenta

## **Anotace**

ČAJA, Patrik. *Statická analýza železobetonové montované dvoupodlažní haly*. Ostrava, 2018. Diplomová práce. VŠB – Technická univerzita Ostrava.

Cílem této diplomové práce je statické řešení železobetonové prefabrikované konstrukce dvoupodlažní haly. Práce se především zaměřuje na statický výpočet s výpočtem zatížení a návrh vybraných železobetonových prvků s posudkem na mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti. Příloha obsahuje výkresovou část, ve které jsou zpracovány stavební výkresy haly, výkresy výztuže a tvaru vybraných prvků.

## **Klíčová slova**

Prefabrikovaná konstrukce, železobeton, vazník, průvlak, sloup, mezní stav únosnosti, mezní stav použitelnosti.

## **Abstract**

ČAJA, Patrik. *Static analysis of reinforced concrete prefabricated two-storey hall*. Ostrava, 2018. Diploma thesis. VŠB – Technical University of Ostrava.

The aim of this diploma thesis is static solution of reinforced concrete prefabricated construction of two-storey hall. The work is focused mainly on static calculation with load calculation and design of selected reinforced concrete elements with assessment of limit state of load capacity and limit state of usability. The annex contains a drawing part in which the building drawings of the hall, reinforcement drawings and the shape of the selected elements are processed.

## **Key words**

Prefabricated construction, reinforced concrete, beam, girder, column, ultimate limit state, limit state of usability.

## OBSAH

1	Úvod .....	11
2	Technická zpráva.....	11
2.1	Popis objektu .....	11
2.2	Nosná konstrukce .....	12
2.3	Založení objektu .....	13
2.4	Střecha .....	13
3	Montované konstrukce .....	14
3.1	Konstrukční systémy patrových budov .....	15
3.1.1	Montované skeletové konstrukce .....	17
3.1.2	Skeletové konstrukční systémy: .....	18
3.1.3	Styky skeletového systému: .....	19
3.1.4	Ztužení proti vodorovnému namáhání .....	20
4	Statické výpočty .....	21
4.1	Výpočet zatížení .....	21
4.1.1	Zatížení stálá .....	21
4.1.2	Užitná zatížení .....	23
4.1.3	Zatížení sněhem.....	23
4.1.4	Zatížení větrem.....	24
4.2	Výstupy z MKP softwaru .....	26
4.2.1	Vnitřní síly na vazníku .....	27
4.2.2	Vnitřní síly na průvlaku.....	28
4.2.3	Vnitřní síly na sloup .....	29
4.2.4	Vnitřní síly na schodiště .....	30
4.3	Návrh a posouzení vazníku.....	30
4.3.1	Krytí výztuže .....	31

4.3.2	Statický posudek vazníku.....	32
4.3.3	Konstrukční zásady vazníku.....	35
4.3.4	Omezení trhlin.....	38
4.3.5	Omezení napětí.....	41
4.3.6	Omezení průhybu .....	42
4.4	Návrh a posouzení průvlaku .....	43
4.4.1	Krytí výztuže .....	43
4.4.2	Statický posudek průvlaku .....	44
4.4.3	Konstrukční zásady průvlaku .....	46
4.4.4	Omezení trhlin.....	50
4.4.5	Omezení napětí.....	51
4.4.6	Omezení průhybu .....	52
4.5	Návrh a posouzení sloupu.....	53
4.5.1	Krytí výztuže .....	53
4.5.2	Statický posudek sloupu.....	54
4.5.3	Konstrukční zásady sloupu.....	57
4.6	Návrh a posouzení krátké konzoly sloupu.....	60
4.7	Návrh a posouzení schodiště .....	63
4.7.1	Konstrukční zásady schodiště .....	63
4.8	Návrh a posouzení pilot.....	66
5	Závěr.....	69
6	Seznam obrázků .....	71
7	Seznam tabulek .....	72
8	Použitá literatura .....	72
9	Použité výpočtové a grafické programy.....	73
10	Seznam příloh.....	73



## Seznam použitého značení

$A_c$	průřezová plocha betonu	$[\text{mm}^2]$
$A_s$	plocha výztuže	$[\text{mm}^2]$
$A_{sw}$	plocha výztuže třmínku	$[\text{mm}^2]$
$F_s$	síla ve výztuži	$[\text{kN}]$
$M_{Ed}$	návrhová hodnota ohybového momentu	$[\text{kNm}]$
$M_{Rd}$	návrhová hodnota momentu únosnosti	$[\text{kNm}]$
$V_{ed}$	návrhová posouvající síla	$[\text{kN}]$
$V_{Rd,c}$	návrhová únosnost ve smyku prvku bez smykové výztuže	$[\text{kN}]$
$V_{Rd,s}$	posouvající síla, kterou přenesou smykové výztuže na mezi kluzu	$[\text{kN}]$
$b$	šířka	$[\text{m}]$
$c_{dev}$	toleranční zvětšení krytí	$[\text{mm}]$
$c_{min}$	minimální krycí vrstva s přihlédnutím k požadavku soudržnosti	$[\text{mm}]$
$c_{nom}$	jmenovitá hodnota tloušťky betonové krycí vrstvy	$[\text{mm}]$
$c_{min,dur}$	minimální krycí vrstva s přihlédnutím k podmínkám prostředí	$[\text{mm}]$
$d$	účinná výška průřezu	$[\text{mm}]$
$d_g$	maximální průměr zrn kameniva	$[\text{mm}]$
$f_{bd}$	návrhová hodnota mezního napětí v soudržnosti	$[\text{MPa}]$
$f_{cd}$	návrhová válcová pevnost betonu v tlaku	$[\text{MPa}]$
$f_{ck}$	charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku	$[\text{MPa}]$
$f_{ctk0,05}$	charakteristická pevnost betonu v dostředném tahu – 5% kvantil	$[\text{MPa}]$
$f_{ctd}$	návrhová pevnost betonu v tahu	$[\text{MPa}]$
$f_{ctm}$	pevnost betonu v tahu	$[\text{MPa}]$

$f_{yd}$	návrhová hodnota meze kluzu oceli	[MPa]
$f_{yk}$	charakteristická hodnota meze kluzu oceli	[MPa]
$f_{ywd}$	návrhová hodnota meze kluzu třmínkové výztuže	[MPa]
$g_k$	charakteristická hodnota stálého zatížení	[kN/m <sup>2</sup> ]
$l_{b,rqd}$	základní kotevní délka	[mm]
$q_k$	charakteristická hodnota užitého zatížení	[kN/m <sup>2</sup> ]
$x$	výška tlačené oblasti	[m]
$z$	rameno vnitřních sil	[m]
$\alpha_{ct}$	součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost v tlaku a nepříznivé účinky vyplývající ze způsobu zatěžování	[-]
$\gamma_c$	součinitel spolehlivosti betonu	[-]
$\gamma_s$	součinitel spolehlivosti oceli	[-]
$\eta_1$	vliv soudržnosti	[-]
$\eta_2$	vliv průměru prutu	[-]
$\theta$	úhel tlačných diagonál	[°]
$\lambda$	součinitel definující efektivní výšku tlačené zóny	[-]
$\rho$	objemová hmotnost	[kg/m <sup>3</sup> ]

Další značky jsou definovány při prvním výskytu.

# 1 Úvod

Náplní této diplomové práce je navrhnout a následně posoudit železobetonové prvky montované průmyslové haly dle platné evropské normy EC2 [1]. Jedná se o návrh nosných konstrukcí, podlah a založení průmyslového komplexu. Veškeré zásady při navrhování jsou dle ČSN EN 1990 [2]. Součástí tohoto projektu je technická zpráva, dále teoretický základ o montovaných konstrukcích. Následuje výpočet zatížení sněhem, větrem, stálých a užitných zatížení a posudek vybraných prvků. Součástí je také příslušná výkresová dokumentace. Především se jedná o výkresy půdorysů a řezů, výkresy tvarů a výztuže vybraných posuzovaných železobetonových prvků. Konstrukce je modelována pomocí softwaru Scia Engineer 18.

## 2 Technická zpráva

### 2.1 Popis objektu

Halové objekty jsou umístěny na zrekultivovaném území „brownfield“ v areálu bývalého Dolu Dukla v části Dolní Suchá, Havířov. Charakter funkčního využití objektů je lehká průmyslová výroba, převážně se jedná o jednopodlažní až dvoupodlažní haly. Objekt má půdorysný obdélníkový tvar s délkami stran opsaného obdélníka 373 m a 119 m, výška je proměnná, maximální horní hrana je na úrovni +17,10 m. Halové objekty jsou jednopodlažní s částečnými vestavky plošin, administrativní budova je dvoupodlažní v celém rozsahu. Objekt není podsklepen. Komplex je rozdělen na 4 objektové dilatace, které sledují funkční využití. Tři dilatace tvoří výrobní objekty SO 400 a čtvrtou dilatační částí je administrativní budova SO500.

Dilatační celek administrativní budovy se nachází mezi osami A1-A14/AA - AI , má půdorys tvaru písmene „L“, rozměry jednotlivých ramen jsou 78 x 25 m a 53,5 x 36,6 m. Objekt je nepodsklepený, dvoupodlažní, konstrukční výška podlaží je 4,5 m v 1.NP a 4,77 m ve 2.NP (po vrchol hřebene).

## 2.2 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je navržena jako betonový prefabrikovaný skeletový systém. Všechny prvky jsou z železového betonu. Obvodový plášť je zděný tl. 240 mm s vnější kontaktní izolací. Po obvodě administrativního objektu jsou navrženy základové nosníky ukládané na hlavice pilot.

Nosná konstrukce je tvořena sloupy vetknutými do hlavic pilot, průvlaky a stropními panely v 1.NP a průvlaky se skládaným střešním pláštěm ve 2.NP. V objektu jsou 3 ztužující jádra, umístěná v prostoru schodišťových a výtahových šachet.

Všechny sloupy mají průřez 400 x 400 mm a jsou průběžné přes obě podlaží, rozteče sloupů jsou proměnné, převládající rozteč je 6,0 m v obou směrech, pouze ve středním traktu je rozpětí ve směru číselných os 9,0 m a rozpětí mezi osami AH – AI je 8,0 m. Stěny ztužujících jader mají tloušťku 250 mm a jsou navrženy jako prefabrikované.

Průvlaky v 1.NP jsou vedeny ve směru písmenných os, jsou osazeny na čelní konzoly sloupů a mají výšku 600 mm (po zmonolitnění 650 mm). Na jejich průběžné liniové konzoly jsou osazeny stropní předpjaté dutinové desky výšky 200 mm (rozpětí 6,0 m), 265 mm (rozpětí 8,0 m) a 320 mm (rozpětí 9,0 m). Stropní konstrukce je zmonolitněna 50 mm vysokou monolitickou dobetonávkou, která zajišťuje dostatečně tuhou rovinu pro bezpečný přenos vodorovných sil.

Stropní konstrukce je ve dvou výškových úrovních.

Průvlaky ve 2.NP jsou vedeny ve směru číselných os a jsou ukládány ve spádu (střešní konstrukce) na hlavy sloupů. Jsou obdélníkového průřezu  $s \times v = 400 \times 490-700$  mm pro rozpětí 6,0 až 9,0 m.

## 2.3 Založení objektu

Založení nosných sloupů prefabrikovaného skeletu je navrženo na vrtaných pilotách příslušného průměru a délky systémem „pilota – sloup“, tzn., že pod každým sloupem bude navržena osamělá pilota ukončená ve většině případů vrtanou hlavicí příslušného průměru a délky (s kalichem), u poměrně malého počtu sloupů, zejména v dilatačních osách, jsou navrženy bedněné kalichy, případně dvojkalichy. Pilotovací plošina je uvažována na úrovni HH upravené pláne tj.  $-0,80 \text{ m} = 321,85 \text{ m n.m.}$  Pilotovací práce budou probíhat po úpravě zeminového tělesa pro podlahové konstrukce.

Vrtané piloty jsou navrženy v průměrech  $1000 - 1500 \text{ mm}$ , délky jsou  $10,0 - 15,0 \text{ m}$ . Kalichové hlavice mají výšku  $1,2 \text{ m}$ , průměry do  $2 \text{ m}$ , hloubka kalichů je  $0,8 \text{ m}$ . HH kalichů je na úrovni  $-0,80 \text{ m}$  u převážné většiny. Vrtané piloty pod stěnami ztužujících jader jsou bez hlavic a stěny jsou uloženy přímo na HH.

Na kalichy pilot obvodových stěn budou osazeny základové nosníky, které jsou tvořeny jen nosnou betonovou částí tl.  $240 \text{ mm}$  s HH  $= -0,350 \text{ m}$  a výškou  $600-800 \text{ mm}$ .

## 2.4 Střecha

Střešní plášť je skládán z trapézového plechu, tepelné izolace a hydroizolační fólie. Nosné konstrukce střechy jsou navrženy jako bezvaznicové.

### 3 Montované konstrukce

Rozdíl mezi monolitickou a montovanou konstrukcí je dán především způsobem vzájemného spolupůsobení jednotlivých dílů konstrukce.

Monolitické konstrukce jsou obvykle dostatečně tuhé, neboť jejich součásti jsou dokonale spojeny. Znamená to tedy, že ve srovnání s idealizací uvažovanou ve statickém výpočtu, má taková konstrukce dostatek skrytých rezerv. Tyto skryté rezervy se při změně konstrukce monolitické na montovanou z velké části ztrácejí, neboť jak prakticky, tak i ekonomicky je nemožné provádět styky jednotlivých částí konstrukce tak, aby se vyrovnaly spojům konstrukce monolitické. Proto je nezbytné rozšířit návrh montované konstrukce o návrh styků včetně odhadu míry spolupůsobení dílců stykem spojených, o statické působení jednotlivých dílců při výrobě, transportu a montáži, o chování montované konstrukce při stavbě a posléze i po jejím smontování.

Při zjišťování účinků zatížení na montovanou konstrukci se vychází z konstruktivního uspořádání styčníků, které určuje jejich tuhost. Rozeznávají se přitom čtyři druhy styků, a to styky kloubové, pružné, tuhé a posuvné. Míra tuhosti styku se vztahuje k monolitickému provedení styku a srovnává se s ním.

**Kloubový styk** – spojení dílců, které při zatížení umožňuje jejich vzájemné pootočení bez vzniku ohybových momentů. Styk musí být uspořádán tak, aby se po odlehčení mohl vrátit do původní polohy. Kloubových stykem je např. u bezvazníkových hal uložení střešních TT panelů na průvlak prostřednictvím maltového lože nebo pryžového ložiska. Zvláštním druhem kloubového styku je styk posuvný, kdy se dílec ukládá s možností posuvu uloženého dílce prostřednictvím válečkového nebo vhodně tvarovaného ložiska na základ nebo jiný prvek – např. v dilataci.

**Pružný styk** – netuhé spojení dílců, ve kterém při zatížení dochází k jejich vzájemnému pootočení v rovině ohybu o úhel, který se obvykle považuje za přímo úměrný momentu působícímu v místě připojení. Za tuhost styčnicku se pak pokládá převrácená hodnota pootočení, vyvolaná jednotkovým momentem. Jsou to např. propojení vazníku se sloupem v hlavě sloupu pomocí ocelových, ze sloupu vyčnívajících trnů, vkládaných do otvorů ve vazníku s provedením zálivky nebo podobný spoj průvlaku a střešního vazníku nad sloupem.

**Tuhý styk** – spojení dílců, ve kterém při zatížení nedochází k jejich vzájemnému pootočení. Jde o dokonalé spojení prvků konstrukce. Deformace styku při zatěžování jsou shodné s deformacemi při monolitickém provedení styku, např. uložení dílce v prohlubni, která je po osazení dílce zabetonována – uložení sloupu do kalichu. Tuhý styk je možné pokládat za rovnocenný styku monolitickému, jsou-li splněny podmínky:

1. Spára mezi čely dílců je vyplněna cementovou maltou nebo jemnozrnným betonem. Tloušťka spáry je co nejmenší.
2. V tažené oblasti se tažená výztuž spojí svařením, šroubováním nebo svorníky, případně se účinně zakotví v cementové nebo betonové zálivce.
3. V tlačené oblasti se tlak přenáší tlačnou výztuží, která se účinně spojí (viz bod 2). Musí být zabráněno jejímu vybočení.

### 3.1 Konstrukční systémy patrových budov

1. **Skeletový** – ve kterém hlavními svislými nosnými prvky jsou prefabrikované sloupy, do kterých se zatížení ze stropů vnáší průvlaky nebo přímo stropními deskami. Účinkům vodorovných zatížení vzdoruje skelet rámových působením (jsou-li vytvořeny dostatečně tuhé styčníky), případně v kombinaci se ztužujícími svislými prvky, tj. stěnami nebo jádry. U nižších objektů mohou horizontální účinky zatížení přenést do základů pouze sloupy spojené s průvlaky klouby.
2. **Panelový** – ve kterém hlavní svislé nosní části tvoří stěny sestavené z plošných prvků (stěnových panelů), do kterých se zatížení ze stropů vnáší přímo stropními deskami (panely stropní nebo střešní). Účinkům vodorovných zatížení vzdorují panelové stěny. Soustavy ze stěnových a stropních panelů tvoří velmi tuhé celky a jsou vhodné i pro mnohapatrové objekty.
3. **Kombinovaný** – systém využívající přednosti obou systémů základních, a to z hlediska jak statického působení, tak i provozních požadavků. Půdorysná dispozice je volnější (skelet se sítí sloupů) a ztužení budovy je vhodně a funkčně řešeno umístěnými a orientovanými panelovými stěnami, např. pouze po obvodu půdorysu nebo v oblasti schodišť a výtahů.

Často se uplatňují montované betonové konstrukce jako části nosných konstrukcí budov v tzv. hybridních (smíšených) soustavách. V takové konstrukční soustavě se optimálně uplatňují relativně vhodnější vlastnosti jednotlivých materiálů a výrobních technologií. Jsou to např. montované betonové skelety, ve kterých jsou pro velká zatížení navrženy ocelové sloupy;

montované skelety s monolitickými ztužujícími stěnami nebo jádry; prefabrikované sloupy s monolitickými deskovými stropy (jednoduché bednění, tuhé styky); ocelové nosné konstrukce se stropy a obvodovým pláštěm z betonových prefabrikátů atd. Jde o to, aby flexibilita v kombinování různých materiálů a výrobních technologií vedla k optimálním řešením z hlediska technického, ekonomického, provozního i estetického.

K zavedení prefabrikace a uvedených montovaných systémů vedly především tyto důvody:

1. Urychlení výstavby umožňující rychlé navrácení investovaných prostředků.
2. Omezení možných nepříznivých klimatických vlivů působících během výstavby.
3. Montáž z prvků vyrobených v podmínkách zabezpečujících potřebnou kvalitu.
4. Úspora bednění a odbedňovacích prací a odstranění výroby betonu, armování a betonáže na stavbě.

Nevýhodou prefabrikace je doprava a montáž často rozměrných a těžkých dílců. Náročná je problematika stykování prefabrikovaných dílců, protože styky musí po celou dobu životnosti konstrukce působit staticky jednoznačně (tuhé, pružné, kloubové, posuvné) a být proveditelné a staticky způsobilé s ohledem na výrobní a montážní tolerance dílců.

Skeletové systémy jsou vhodné především pro výstavbu objektů občanské vybavenosti (školy, nemocnice, administrativní budovy, obchodní domy) a objektů průmyslových (výrobních, skladových). Poskytují uvolněný vnitřní prostor s roztečí sloupů až  $12 \times 24$  m. První realizace montovaných skeletů probíhala ve 40. letech 20. století. V současné době montované konstrukce společně s konstrukcemi kombinovanými a hybridními z velké části nahrazují obdobné konstrukce monolitické.

Panelové systémy se uplatňují zejména při výstavbě bytových objektů, hotelů, internátů a administrativních budov. Poskytují provozně oddělené prostory nejčastěji o menší půdorysné ploše, přibližně do  $6 \times 6$  m. U nás byly ve značném rozsahu uplatňovány v 50. až 80. letech 20. století (v souladu s tehdejšími mezinárodními trendy a potřebou hromadné bytové výstavby). V důsledku tehdejší architektonicky a urbanisticky necitlivé typizace a z toho pramenící monotónnosti stavěných sídlišť se v dnešní době stala u nás panelová výstavba okrajovou.



### 3.1.1 Montované skeletové konstrukce

Montované železobetonové skeletové soustavy se vyznačují výhodami společnými pro všechny montované konstrukce a navíc v porovnání s panelovými stavbami ještě tím, že se až na výjimky skládají pouze z tyčových prvků, které se snadněji vyrábějí, dopravují i montují než velkoplošné stěnové panely. Prvky skeletu se mohou při výrobě předpínat zabetonovanými strunami (předem předpjaté prvky) nebo na stavbě spínat kabely, protaženými kanálky, vytvořenými při jejich výrobě (dodatečně předpínané prvky). V porovnání s konstrukcemi monolitickými přistupuje jeden zásadní problém – styky jednotlivých prvků, které musí zajistit nejen požadované statické vlastnosti konstrukce, ale podílejí se značnou měrou na životnosti celé konstrukce a její ekonomice. Právě v těchto třech kategoriích si montované skelety hledají své postavení v porovnání s monolitickými konstrukčními systémy.

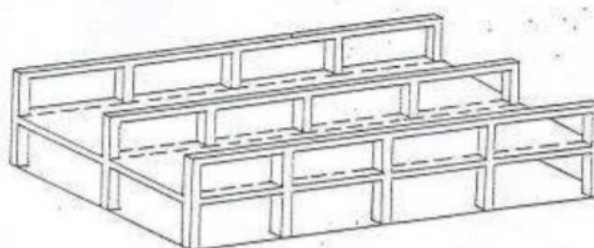
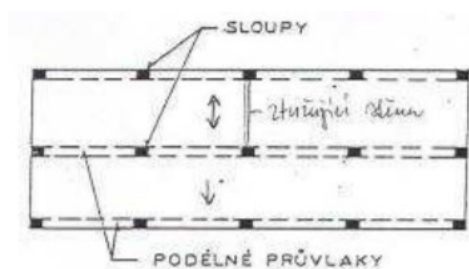
Z obecného hlediska se pozornost zaměřuje na hledání vhodného tvaru a druhovosti prvků, zjednodušení jejich styků a zvětšení rozponů při snížení výšky a hmotnosti horizontálních konstrukcí (průvlaků a stropních prvků).

Skeletový systém je rozšířen hlavně v občanské výstavbě, vícepodlažní skelet lze použít z konstrukčního hlediska pro všechny druhy staveb a jejich uspořádání, rozpony, zatížení i počty podlaží. Při rozhodování o jeho použití rozhodují především hlediska ekonomická a způsobilost zhotovitele k efektivnímu provádění navrženého konstrukčního systému.

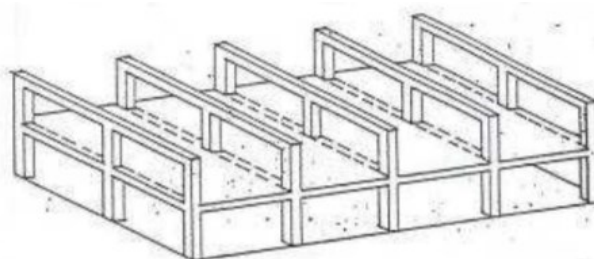
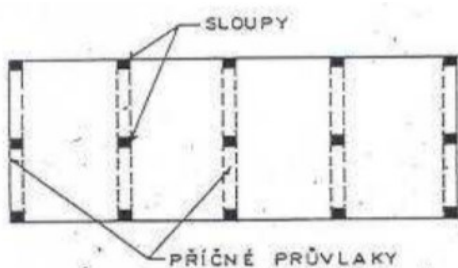
Charakteristickým znakem montovaného železobetonového skeletu jsou prefabrikované tyčové prvky (sloupy, průvlaky), případně již ve výrobě vytvořené části rámu, které se na stavbě spojují v příčné nebo podélné rámy. Možností dělení konstrukce na konstrukční prvky, volba jejich tvarů a řešení konstrukčních spojů (a také jejich třídění) je celá řada. Budou uvedeny v následujícím členění:

### 3.1.2 Skeletové konstrukční systémy:

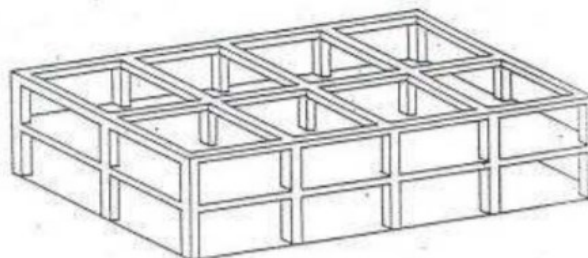
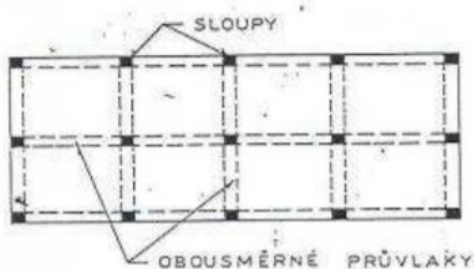
#### 1. Rámové (průvlakové) skelety



Obrázek 1 - Skeletový systém s podélnými rámy

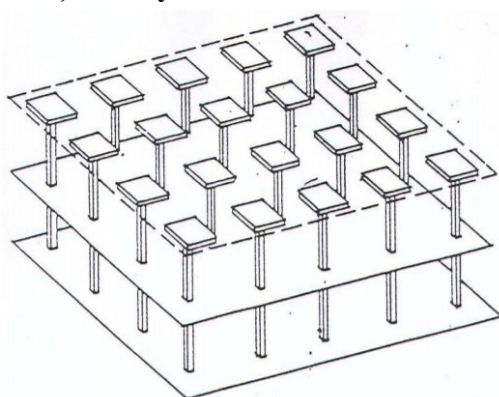


Obrázek 2 - Skeletový systém s příčnými rámy



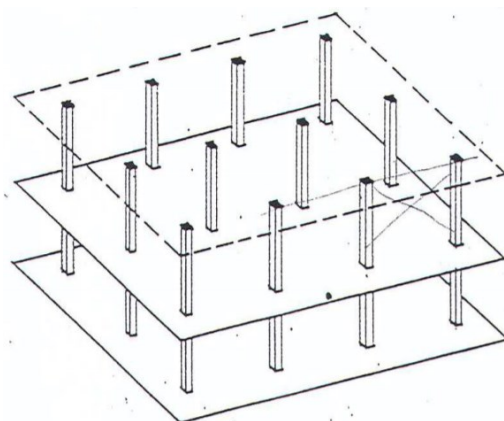
Obrázek 3 - Skeletový systém s obousměrnými rámy

#### 2. Hlavicové (hříbové) skelety



Obrázek 4 - Hlavicový skelet

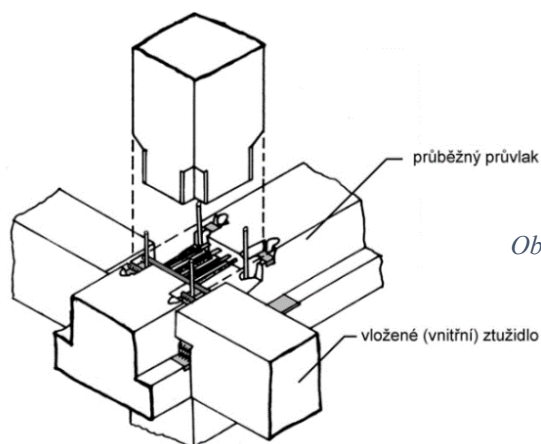
### 3. Deskové (bezprůvlakové) skelety



Obrázek 5 - Deskový skelet

#### 3.1.3 Styky skeletového systému:

Standardem pro stykování sloupů s průvlakem se u nás stal spoj, využívající ke stykování vyčnívající výztuže z hlavy sloupů a provlečené otvory v průvlaku. Podle autora patentu se nazývá Čapkův spoj. Jeho řešení je vhodné jak pro výrobu prefabrikátů, tak pro montáž dílců na stavbě. Umožňuje vyrovnání výrobních a montážních tolerancí, snadný přístup ke stykovaným prvkům i zmonolitnění spoje. Pokud se týká tuhosti tohoto spoje, je třeba ji posuzovat vždy v konkrétních podmínkách (tvar a výztuž prvků). Kromě stykovaných prvků výztuže a betonové zálivky přispívá tuhosti spoje též stlačování tíhou konstrukce, působící v horním sloupu. Tato tíha se směrem k horním patřům zmenšuje, aby ve střešní části zcela vymizela (výztuž sloupů je zde kotvena do ocelové desky). Z teoretického hlediska se proto tuhost spoje směrem k vyšším patřům zmenšuje. V běžných případech dispozičního řešení objektu obvykle považujeme tyto spoje jako dokonale tuhé, při výjimečných aplikacích použijeme některý ze způsobů ztužení (např. zavětrovací stěny).



Obrázek 6 - Čapkův spoj

### **3.1.4 Ztužení proti vodorovnému namáhání**

Vodorovnou tuhost skeletové konstrukce ve směru rámu zajišťují zpravidla samotné rámy. Ve směru kolmém na rámy musíme do konstrukce vkládat ztužující prvky, které se sloupy (případně mezisloupy) vytvoří plošné konstrukce (rámy, příhradové nosníky) vzdorující očekávaným namáháním. V běžných případech jsou to tyčové prvky – ztužidla – vkládané do stropní roviny, které mohou být v případě potřeby doplněny ztužujícími stěnami, vloženými mezi sloupy a průvlaky nebo ztužidla. Tuhost vlastní stropní konstrukce se zajišťuje zmonolitněním stropní konstrukce zálivkami, vloženou kleštinovou výztuží do spár mezi panely, ztužidla a průvlaky, v případě potřeby doplněnou i křížovými táhly.

V další kapitole již navazuje výpočet zatížení na vybranou skeletovou montovanou konstrukci.

## 4 Statické výpočty

### 4.1 Výpočet zatížení

Výpočet zatížení je zpracován formou tabulek. Vypočteno je zatížení stálé, užité, zatížení sněhem a větrem.

#### 4.1.1 Zatížení stálá

Vlastní tíha samotné konstrukce je uvažována podle ČSN EN 1991 - 1 - 1 [3]. Toto zatížení je vypočteno pomocí programu Scia Engineer 18. Stálé zatížení je dáno skladbami podlah, střechy a svislých konstrukcí. Do výpočetního softwaru je zadána tíha podlahy ve 2NP jako konstantní zatížení velikosti 2,08 respektive 3,29  $kN/m^2$ .

Tabulka 4.1 - Skladba podlahy – 2NP

Zatížení	Popis zatížení	Výpočet zatížení	$g_k$ [ $kN/m^2$ ]
Keramická dlažba	15 mm; $\rho=2200 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$22\times 0,015$	0,330
Lepicí tmel	2 mm; $\rho=1400 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$14\times 0,002$	0,028
Vyrovnávací potěr	2 mm; $\rho=2100 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$21\times 0,002$	0,042
Betonová mazanina	60 mm; $\rho=2500 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$25\times 0,060$	1,500
Lepenka A300H	-	-	-
Extrudovaný polystyren	30 mm; $\rho=100 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$1\times 0,030$	0,030
Sádrokartonové desky	12,5 mm; $\rho=1200 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$12\times 0,0125$	0,150
<b>121,5 mm</b>			<b>2,08</b>

Tabulka 4.2 - Skladba podlahy -2NP terasa

Zatížení	Popis zatížení	Výpočet zatížení	$g_k$ [ $kN/m^2$ ]
Betonová dlažba	50 mm; $\rho=2200 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$22\times 0,050$	1,100
Asfaltové pásy	10 mm; $\rho=400 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$4\times 0,010$	0,040
Extrudovaný polystyren	200 mm; $\rho=100 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$1\times 0,200$	0,200
Spádová vsrtva (lehč. bet.)	120 mm; $\rho=1500 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$15\times 0,120$	1,800
Sádrokartonové desky	12,5 mm; $\rho=1200 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$12\times 0,0125$	0,150
<b>392,5 mm</b>			<b>3,29</b>

Tabulka 4.3 - Skladba střešního pláště

Zatížení	Popis zatížení	Výpočet zatížení	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Asfaltové pásy	10 mm; $\rho=400 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$4\times 0,01$	0,040
Isover TDPT	260 mm; $\rho=200 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$2\times 0,260$	0,520
Asfaltové pásy	10 mm; $\rho=400 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$4\times 0,01$	0,040
TR150/280 – 1,5mm	1,5 mm; $\rho=7850 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$21,03 \text{ kg/m}^2$	0,210
Sádkartonové desky	12,5 mm; $\rho=1200 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$12\times 0,0125$	0,150
<b>294 mm</b>			<b>0,960</b>

Tabulka 4.4 - Skladba obvodového pláště

Zatížení	Popis zatížení	Výpočet zatížení	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Omítka VC	15 mm; $\rho=2000 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$20\times 0,015$	0,300
Porotherm zdící tvarovky	240 mm; $\rho=900 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$9\times 0,240$	2,160
Tepelná izolace Orsil S	160 mm; $\rho=75 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$0,75\times 0,160$	0,120
Omítka	5 mm; $\rho=1500 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$15\times 0,005$	0,075
<b>420 mm</b>			<b>2,655</b>

Tabulka 4.5 - Skladba schodiště

Zatížení	Popis zatížení	Výpočet zatížení	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Keramická dlažba	6 mm; $\rho=2200 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$22\times 0,006$	0,132
Lepící tmel	2 mm; $\rho=1400 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$14\times 0,002$	0,028
Vyrovnávací potěr	2 mm; $\rho=2100 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$	$21\times 0,002$	0,042
			<b>0,202</b>

### 4.1.2 Užitná zatížení

Užitné zatížení je zvláště uvažováno pro stropní konstrukci, balkóny a střechy. Hodnoty jsou převzaty z Národní přílohy ČR. Součinitel zatížení  $\gamma_F = 1,5$ . Výpočet je proveden dle ČSN EN 1991 - 1 - 1 [3].

Tabulka 4.6 - Zatížení užitná

Kategorie zatěžovaných ploch (typ konstrukce)	Stanovené použití	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
B	kancelářské plochy	3,0
C3	přístupové plochy v administrativních budovách	5,0
H (střechy)	střechy nepřístupné s výjimkou běžné údržby a oprav	0,75

Užitné zatížení střechy kategorie H se neuplatní, protože dominuje zatížení sněhem.

Uvažujeme přemístitelné příčky s vlastní tíhou menší než 3 kN/m délky příčky, proto přidáme k užitému zatížení 1,2 kN/m<sup>2</sup>.

### 4.1.3 Zatížení sněhem

Objekt je navržen v Havířově, který se nachází ve II. sněhové oblasti. Hala má plochou střechu, což je pro výpočet zatížení sněhem uvažováno jako speciální případ pultové střechy. Výpočet zatížení je proveden dle ČSN EN 1991 - 1 - 3 [4].

II. sněhová oblast (Havířov)

$s_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$	charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi
$C_e = 1,0$	součinitel expozice
$C_t = 1,0$	tepelný součinitel
$\mu_1 = 0,8$	tvarový součinitel zatížení sněhem

$$s = \mu_1 \times C_e \times C_t \times s_k \quad (4.1)$$

$$s = 0,8 \times 1 \times 1 \times 1 = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.1.4 Zatížení větrem

Objekt je navržen v Havířově, které se nachází ve II. větrové oblasti. Stejně jako u výpočtu zatížení sněhem uvažujeme střechu jako plochou. Zatížení větrem je uvažováno na svislé stěny a plochou střechu. Výpočet zatížení je proveden dle ČSN EN 1991 - 1 - 4 [5].

II. větrová oblast (Havířov)

$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$	základní rychlost větru
$c_{dir} = 1$	součinitel směru větru
$c_{season} = 1$	součinitel ročního období

Základní rychlost větru  $v_b$ :

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} = 1 \times 1 \times 25 = 25 \text{ m/s} \quad (4.2)$$

Referenční výška:  $h = 9,2 \text{ m} \Rightarrow z_e = h = 9,2 \text{ m}$ ;  $z_i = h = 9,2 \text{ m}$  (konzervativně)

Kategorie terénu: III – oblast pravidelně pokrytá vegetací, budovami nebo překážkami

$z_0 = 0,3 \text{ m}$	parametr drsnosti terénu
$z_{min} = 5 \text{ m}$	minimální výška
$z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$	

$$z = z_e = z_i = 9,2 \text{ m} \geq z_{min} = 5 \text{ m} \quad \text{Podmínka splněna}$$

Součinitel terénu  $k_r$ :

$$k_r = 0,19 \times \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \times \left( \frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,215 \quad (4.3)$$

Součinitel drsnosti  $c_r(z)$ :

$$c_r(z) = k_r \times \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) = 0,215 \times \ln \left( \frac{9,2}{0,3} \right) = 0,736 \quad (4.4)$$



$c_o(z) = 1$	součinitel ortografie
$k_I = 1$	součinitel turbulence
$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$	hustota vzduchu

Charakteristická střední rychlost větru  $v_m(z)$ :

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b = 0,736 \times 1 \times 25 = 18,4 \text{ m/s} \quad (4.5)$$

Intenzita turbulence  $I_v(z)$ :

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \times \ln \frac{z}{z_0}} = \frac{1}{1 \times \ln \frac{9,2}{0,3}} = 0,292 \quad (4.6)$$

Maximální charakteristický dynamický tlak  $q_p(z)$ :

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2 \quad (4.7)$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \times 0,292] \times \frac{1}{2} \times 1,25 \times 18,4^2 = 0,644 \text{ kN/m}^2$$

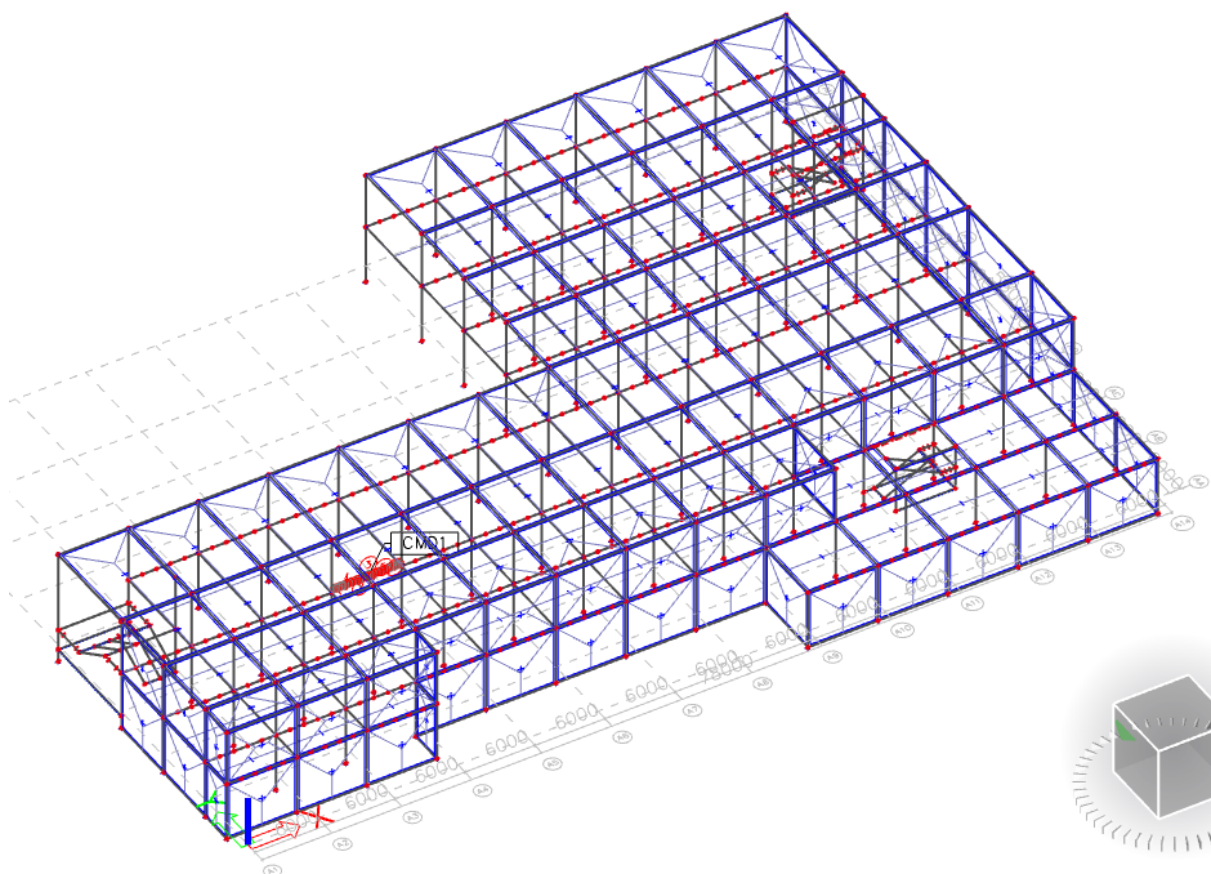
Výsledný tlak na střešní konstrukci:

$$w_k = q_p(z) \times (c_{pe} + c_{pi}) \quad (4.8)$$

Výsledné tlaky větru na konstrukci zde nejsou pro složitost konstrukce přesně vypisovány. Byly zadány do výpočetního softwaru [3] přes zatěžovací panely jako 3D vítr. Následně se vytvořilo 12 zatěžovacích stavů pro směr větru ze tří stran (ze čtvrté strany je řešený dilatační celek proti větru chráněn). Výsledné tlaky se shodují s ruční kontrolou, tudíž předpokládáme, že je zatížení větrem zadáno správně.

## 4.2 Výstupy z MKP softwaru

3D model dilatační části S0500 (administrativní budova) a výpočet vnitřních sil byl zpracován v programu Scia Engineer 18. Bylo vytvořeno celkem 18 zatěžovacích stavů a z nich následně 728 kombinací. Hodnoty zatížení jsou vzájemně kombinovány a automaticky násobeny součiniteli spolehlivosti a kombinačními součiniteli podle národního dodatku ČSN EN NA.



Obrázek 7 - 3D model konstrukce

**ZS1 - Vlastní tíha**

ZS2 - Ostatní stálé

ZS3 - Užité plné

ZS4 - Užité šachovnice 1

ZS5 - Užité šachovnice 2

ZS6 - Sníh

3DVítr1 - 0, + CPE, + CPI

3DVítr2 - 0, + CPE, - CPI

3DVítr3 - 0, - CPE, + CPI

3DVítr4 - 0, - CPE, - CPI

3DVítr5 - 90, + CPE, + CPI

3DVítr6 - 90, + CPE, - CPI

3DVítr7 - 90, - CPE, + CPI

3DVítr8 - 90, - CPE, - CPI

3DVítr9 - 270, + CPE, + CPI

3DVítr10 - 270, + CPE, - CPI

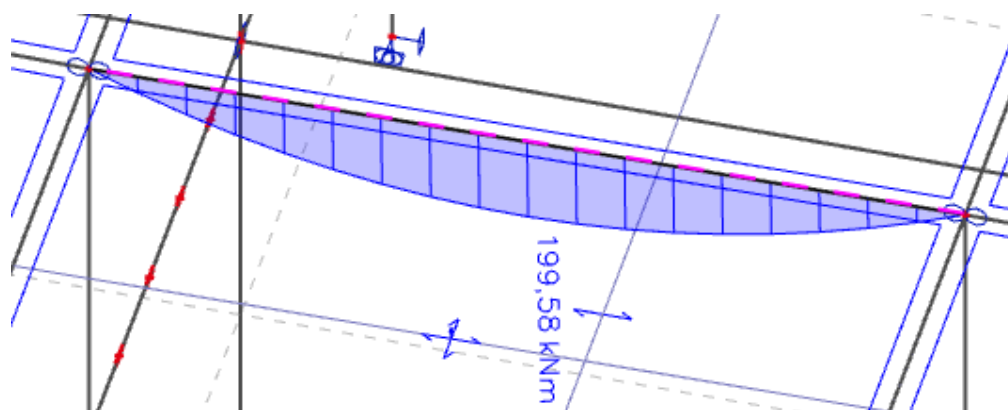
3DVítr11 - 270, - CPE, + CPI

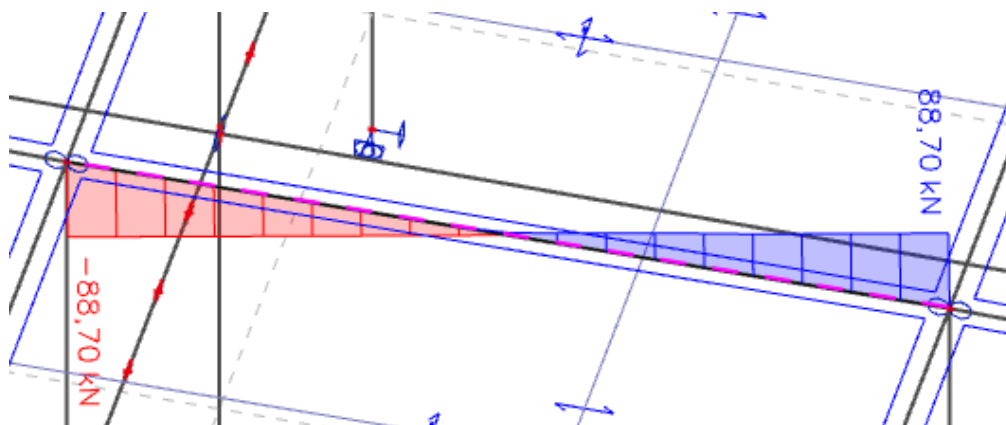
3DVítr12 - 270, - CPE, - CPI

Obrázek 8 - Zatěžovací stavy

**4.2.1 Vnitřní síly na vazníku**

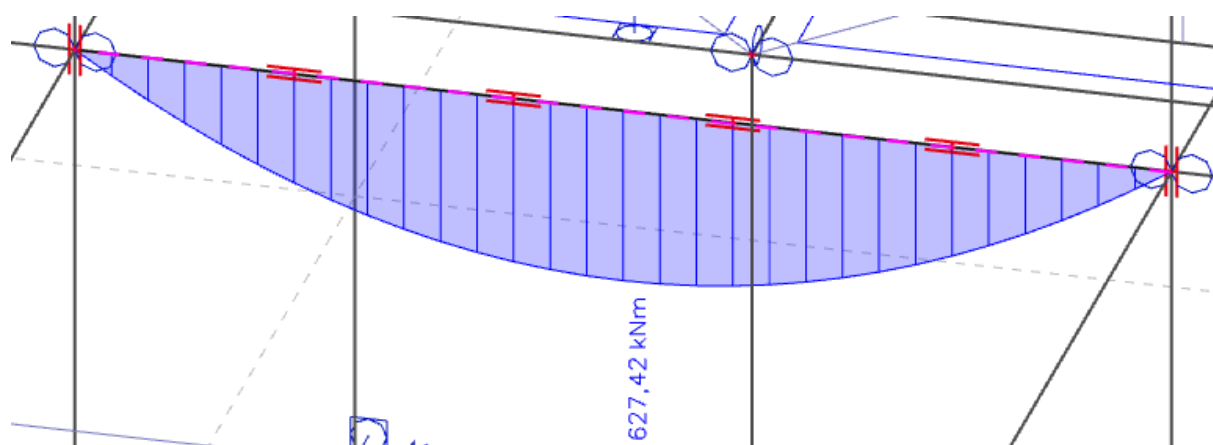
Výsledky jsou zpracovány formou obálek maximálních kladných a záporných vnitřních sil.

Obrázek 9 - Maximální ohybový moment  $M_y$  na vazník

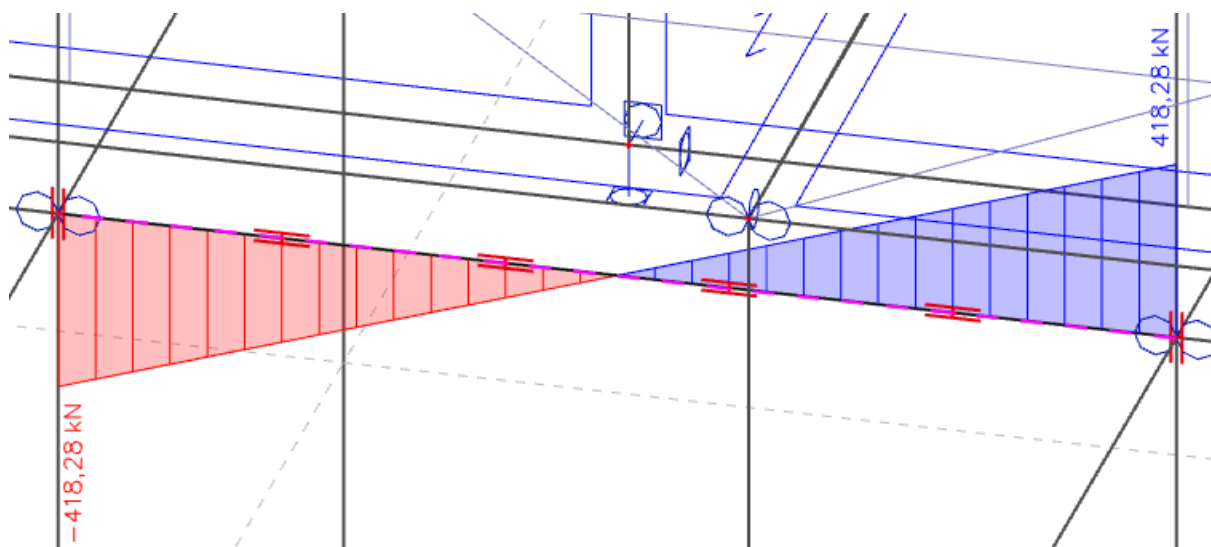


Obrázek 10 - Maximální posouvající síla  $V_z$  na vazník

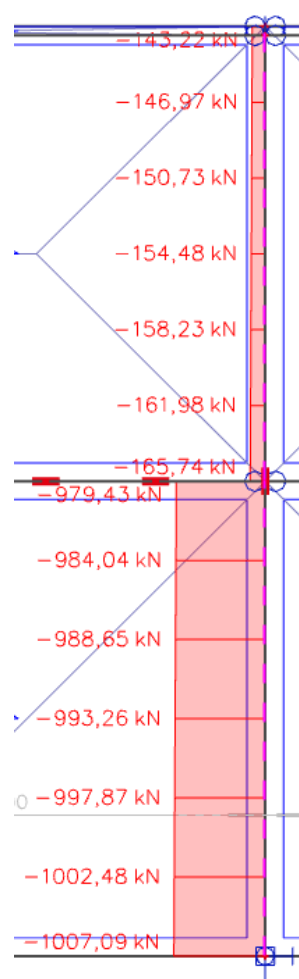
#### 4.2.2 Vnitřní síly na průvlaku



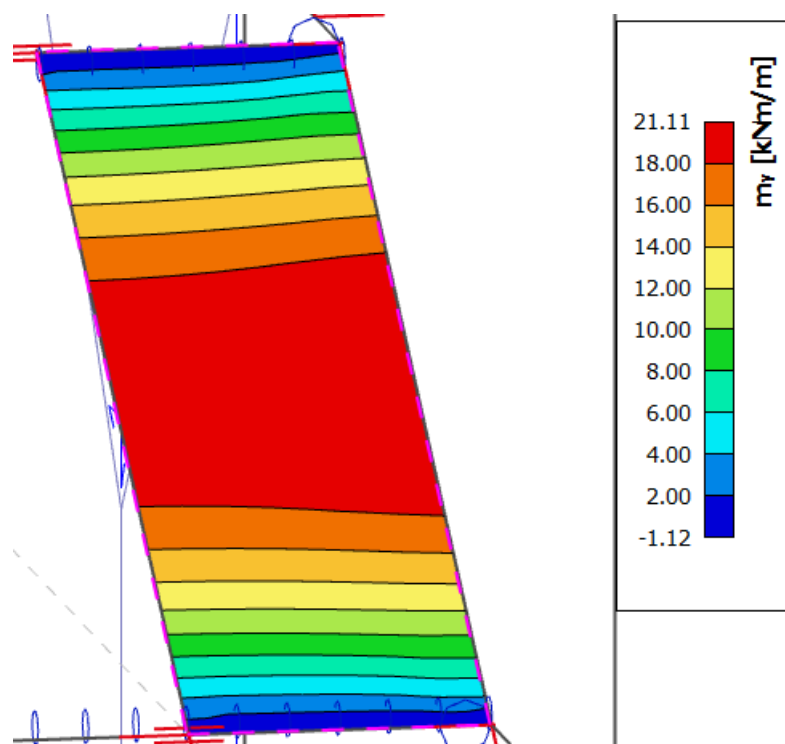
Obrázek 11 - Maximální ohybový moment  $M_y$  na průvlak

Obrázek 12 - Maximální posouvající síla  $V_z$  na průvlak

### 4.2.3 Vnitřní síly na sloup

Obrázek 13 - Maximální normálová síla  $N$  na sloup

#### 4.2.4 Vnitřní síly na schodiště



Obrázek 14 - Maximální ohybový moment  $M_y$  na schodišti

### 4.3 Návrh a posouzení vazníku

V této kapitole je proveden návrh a posudek střešního vazníku. Tento prvek je navržen z třídy betonu C35/45 a výztuž z betonářské oceli B500B. Konstrukce jsou ověřeny na MSÚ a MSP a jsou zkontrolovány konstrukční zásady.

#### Beton C35/45

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1,5} = 23,33 \text{ MPa} \quad (4.9)$$

#### Ocel B500B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa} \quad (4.10)$$

### 4.3.1 Krytí výztuže

Střešní vazník je navržen tloušťky 600 mm, šířky 240 mm, délky 9 m. Vazník se nachází ve stupni vlivu prostředí XC1, což platí pro beton s nízkou vlhkostí vzduchu. Konstrukční třída je zvolena S4 – objekty o návrhové životnosti 50 let.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4.11)$$

$\Delta c_{dev} = 0 - 5 \text{ mm}$  pro montované konstrukce

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10\text{mm})$$

$$c_{min,b} = \emptyset \quad \text{zvolíme výztuž } \emptyset 20 \text{ mm}$$

$$c_{min,dur} = 15 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max(20; 15; 10) = 20 \text{ mm}$$

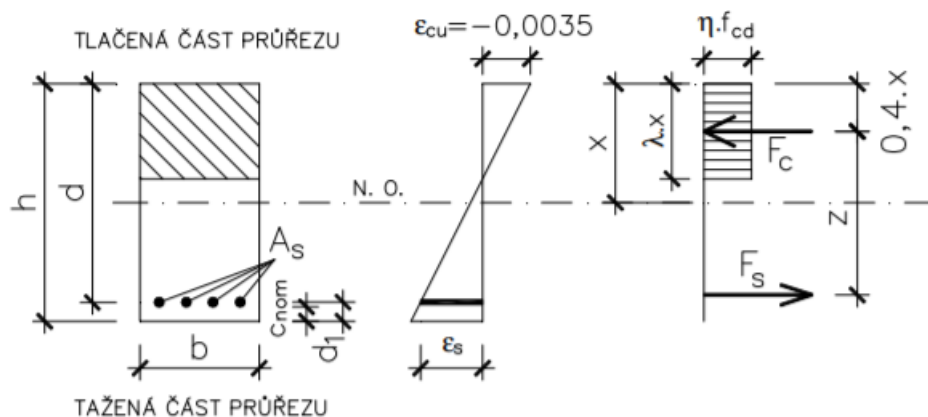
Požadavek $c_{min,dur}$ [mm]							
K-ční třída	Stupeň prostředí						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Obrázek 15 - Tabulka krytí výztuže

$$c_{nom} = 20 + 0 = 20\text{mm}$$

### 4.3.2 Statický posudek vazníku

Pro výpočet momentu únosnosti použijeme metodu mezní rovnováhy.



Obrázek 16 - Schéma metody mezní rovnováhy

Navržená výztuž: **3 x Ø20 mm**.

Zatížení vlastní tíhou vazníku, tíhou střešního pláště, zatížení sněhem a větrem nám v kombinaci udává maximální kladnou hodnotu ohybového momentu  $M_{ED}^+ = 199,6 \text{ kN}\cdot\text{m}$  ( $1,15 \cdot ZS1 + 1,15 \cdot ZS2 + 1,5 \cdot ZS6 + 0,9 \cdot 3Dvitr2$ ). Podle vzorců 4.12 – 4.17 určíme hodnotu momentu únosnosti  $M_{RD}$  a následně celý vazník posoudíme.

$$A_s = n \times \frac{\pi \times \emptyset^2}{4} = 3 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} = 942,48 \text{ mm}^2 \quad (4.12)$$

$$F_s = A_s \times f_{y,d} = 942,48 \times 434,78 \times 10^{-3} = 409,77 \text{ kN} \quad (4.123)$$

$$x = \frac{F_s}{\lambda \times b \times f_{c,d}} = \frac{409,77}{0,8 \times 0,24 \times 23,33 \times 10^3} = 0,091 \text{ m} \quad (4.14)$$

$$d = h_s - c - \frac{\emptyset}{2} = 600 - 20 - \frac{20}{2} = 570 \text{ mm} \quad (4.15)$$

$$M_{R,D} = F_s \times \left( d - \frac{\lambda \times x}{2} \right) = 409,77 \times \left( 0,57 - \frac{0,8 \times 0,091}{2} \right) = 218,6 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.16)$$



$$M_{R,D} \geq M_{E,D} \quad (4.17)$$

$$218,6 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq 199,6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Navržená výztuž vyhoví.**

V místě podpory vznikají také nezanedbatelné posouvající síly. Je nutno tyto síly posoudit na smyk. Nejprve se spočte, kolik přenese železobetonový průřez bez smykové výztuže, ale se započtením ohybové výztuže.

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \quad (4.18)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \text{ MPa} \quad (4.19)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{570}} = 1,59 \quad k \leq 2 \quad (4.20)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \times d} = \frac{942,48 \times 10^{-6}}{0,24 \times 0,57} = 0,0069 \quad \rho \leq 0,02 \quad (4.21)$$

$$k_1 \times \sigma_{cp} = 0 \quad \text{příznivý vliv normálové síly}$$

$$V_{Rd,c} = \left[ 0,12 \times 1,59 \times (100 \times 0,0069 \times 35)^{\frac{1}{3}} + 0 \right] \times 0,24 \times 0,57 = 75,5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed} \quad (4.22)$$

$$75,5 \text{ kN} \geq 88,7 \text{ kN}$$

**Podmínka nevyhoví, je nutno navrhnout smykovou výztuž.**

Navržen dvojstřížný třmínek Ø8/200.

$$V_{Rd,s} = A_{sw} \times \frac{1}{s_L} \times z \times f_{yw,d} \times \cot g\theta \quad (4.23)$$

$$A_{sw} = 2 \times \frac{\pi \times \emptyset^2}{4} = 2 \times \frac{\pi \times 8^2}{4} = 100,5 \text{ mm}^2 \quad (4.24)$$

$$z = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,570 = 0,513 \text{ m} \quad (4.2513)$$

$$V_{Rd,s} = 100,5 \times 10^{-6} \times \frac{1}{0,2} \times 0,513 \times 434,78 \times 10^3 \times 1 = 112,11 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,s} &\geq V_{Ed} \\ 112,1 \text{ kN} &\geq 88,7 \text{ kN} \\ \text{Navržená výztuž vyhoví.} \end{aligned} \quad (4.26)$$

### Maximální únosnost ve smyku

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times \mu_1 \times \frac{f_{cd}}{\cot g\theta + tg\theta} \quad (4.27)$$

$\alpha_{cw} = 1$  součinitel zohledňující stav napětí v tlačném pásu

$$\mu_1 = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516 \quad (4.28)$$

$$z = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,570 = 0,513 \text{ m} \quad (4.25)$$

$$V_{Rd,max} = 1 \times 0,24 \times 0,513 \times 0,516 \times \frac{23,33}{1 + 1} = 741,2 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &\geq V_{Rd,s} \\ 741,2 \text{ kN} &\geq 112,1 \text{ kN} \\ \text{Podmínka vyhoví} \end{aligned} \quad (4.29)$$

### 4.3.3 Konstrukční zásady vazníku

#### Minimální množství výztuže

Skutečná plocha 3×Ø20:  $a_{s,skut} = 942,5 \text{ mm}^2$

$$a_{s,min} = \max\left(0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d; 0,0013 \times b_t \times d\right) \quad (4.30)$$

$$a_{s,min} = \max\left(0,26 \times \frac{3,2}{500} \times 0,24 \times 0,57; 0,0013 \times 0,24 \times 0,57\right) = \max(228; 178 \text{ mm}^2) = 228 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} a_{s,skut} &\geq a_{s,min} \\ 942,5 \text{ mm}^2 &\geq 228 \text{ mm}^2 \end{aligned} \quad (4.31)$$

**Podmínka vyhoví**

#### Maximální množství výztuže

Skutečná plocha 3×Ø20:  $a_{s,skut} = 942,5 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} a_{s,max} &= 0,04 \times A_c \\ a_{s,max} &= 0,04 \times 0,24 \times 0,6 = 5760 \text{ mm}^2 \end{aligned} \quad (4.32)$$

$$\begin{aligned} a_{s,skut} &\leq a_{s,max} \\ 942,5 \text{ mm}^2 &\leq 5760 \text{ mm}^2 \end{aligned} \quad (4.33)$$

**Podmínka vyhoví**

**Omezení výšky tlačené oblasti**

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,0915}{0,570} = 0,160 \quad (4.34)$$

$$\xi_{bal} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,78} = 0,617 \quad (4.35)$$

$$\xi < \xi_{bal} \quad (4.36)$$

$$0,160 < 0,617$$

**Podmínka vyhoví****Maximální osová vzdálenost mezi pruty výztuže**

$$s_{max} = 300 \text{ mm}$$

$$s_{skut} = 262 \text{ mm}$$

$$s_{skut} \leq s_{max} \quad (4.14)$$

$$262 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$$

**Podmínka vyhoví****Minimální světlá vzdálenost mezi pruty výztuže**

$$s_{skut} = 62 \text{ mm}$$

$$s_{min} = \max(k_1 \times \emptyset; d_g + k_2; 20 \text{ mm}) \quad (4.38)$$

$$k_1 = 1,2 \text{ (dle NP)}$$

$$k_2 = 5 \text{ mm (dle EC2)}$$

$$d_g = 16 \text{ mm}$$

$$s_{min} = \max(1,2 \times 20; 16 + 5; 20 \text{ mm}) = 24 \text{ mm}$$

$$s_{skut} \geq s_{min} \quad (4.39)$$

$$62 \text{ mm} \geq 24 \text{ mm}$$

**Podmínka vyhoví**

**Kotevní délka**

Kotevní délku počítáme pro pruty u dolního povrchu vazníku Ø20 mm.

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (4.40)$$

$\alpha_1 - \alpha_5$ : součinitele dle EC2, jsou v rozmezí  $<0,7 - 1>$ , ne bezpečnou stranu volíme všechny součinitele rovny 1.

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ctk\ 0,05}}{\gamma_c} = \frac{1 \times 2,2}{1,5} = 1,47\ MPa \quad (4.41)$$

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 1,47 = 3,3\ MPa \quad (4.42)$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{20}{4} \times \frac{434,78}{3,3} = 658,8\ mm \quad (4.43)$$

$$l_{b,min} = \max(0,3 \times l_{b,rqd}; 10 \times \emptyset; 100\ mm) \quad (4.44)$$

$$l_{b,min} = \max(0,3 \times 658,8; 10 \times 20; 100\ mm) = 200\ mm$$

$$l_{bd} = 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 658,8 = 658,8\ mm \geq 200\ mm$$

**Podmínka vyhoví**

Navrhují kotevní délku  $l_{bd} = 670\ mm$ .

**Minimální plocha smykové výztuže**

$$\rho_{sw} \geq \rho_{sw,min} \quad (4.45)$$

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{s_L \times b_w \times \sin \alpha} = \frac{100,5 \times 10^{-6}}{0,2 \times 0,24 \times \sin(90)} = 0,0021 \quad (4.46)$$

$$\rho_{sw,min} = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \times \sqrt{35}}{500} = 0,0009 \quad (4.47)$$

$$0,0021 \geq 0,0009$$

**Podmínka vyhoví**

**Maximální vzdálenost mezi větvemi třmínku**

$$s_t = 184 \text{ mm} \qquad s_t \leq s_{t,max} \qquad (4.48)$$

$$s_{t,max} = 0,75 \times d = 0,75 \times 570 = 423 \text{ mm} \qquad (4.49)$$

$$184 \text{ mm} \leq 423 \text{ mm}$$

**Podmínka vyhoví****Maximální vzdálenost mezi třmínky**

$$S_L = 200 \text{ mm} \qquad S_L \leq S_{L,max} \qquad (4.50)$$

$$S_{L,max} = 0,75 \times d \times (1 + \cotg(\alpha)) = 0,75 \times 570 \times 2 = 855 \text{ mm} \qquad (4.51)$$

$$S_{L,max} \leq 400 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm}$$

**Podmínka vyhoví****4.3.4 Omezení trhlin**

Trhliny musí být omezeny tak, aby nedošlo k narušení řádné funkce nebo trvanlivosti konstrukce, popř. k nepříznivému ovlivnění jejího vzhledu.

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté nesoudržnou výztuží	Prvky předpjaté soudržnou výztuží
	Kvazi-stálá kombinace zatížení	Častá kombinace zatížení
X0, XC1	0,4 <sup>1)</sup>	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 <sup>2)</sup>
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Dekomprese
<sup>1)</sup> Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má vést k obecně přijatelnému vzhledu. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit.		
<sup>2)</sup> Pro tyto stupně vlivu prostředí má být kromě toho posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.		

Obrázek 17 - Doporučené hodnoty pro šířku trhliny

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{210}{34} = 6,176 \quad (4.52)$$

$$d = h - c - \phi_{sw} - \frac{\phi}{2} = 600 - 20 - 8 - \frac{10}{2} = 562 \text{ mm} \quad (4.53)$$

$$A_i = A_c + \alpha_e \times A_s = 0,24 \times 0,6 + 6,176 \times 942,48 \times 10^{-6} = 0,150 \text{ m}^2 \quad (4.54)$$

$$\begin{aligned} a_{gi} &= \frac{A_c \times a_{gc} + \alpha_e (A_s \times d)}{A_i} \\ &= \frac{0,24 \times 0,6 \times 0,3 + 6,176(942,48 \times 10^{-6} \times 0,562)}{0,150} \\ &= 0,310 \text{ m} \end{aligned} \quad (4.55)$$

$$\begin{aligned} I_i &= I_c + A_c(a_{gi} - a_{gc})^2 + \alpha_e [A_s(d - a_{gi})^2] \\ &= \frac{1}{12} \times 0,24 \times 0,6^3 + 0,24 \times 0,6(0,31 - 0,3)^2 \\ &\quad + 6,176[942,48 \times 10^{-6}(0,562 - 0,3)^2] \\ &= 0,0047 \text{ m}^4 \end{aligned} \quad (4.56)$$

Nyní posoudíme, zda dojde ke vzniku trhlin.

$$M_{cr} = f_{ctm} \times \frac{I_i}{h - a_{gi}} = 3,2 \times \frac{0,0047}{0,6 - 0,31} = 51,94 \text{ kNm} \quad (4.57)$$

$$M_{cr} = 51,94 \text{ kNm} \geq M_{ek} = 153,85 \text{ kNm} \quad (4.58)$$

**Podmínka nevyhoví, trhлина vznikne**

Nyní musíme stanovit charakteristiky ideálního průřezu s trhlinou

$$\begin{aligned} x &= \frac{\alpha_s}{b} \times A_s \left[ -1 + \sqrt{\frac{2b \times A_s \times d}{\alpha_s \times A_s^2}} \right] \\ &= \frac{6,176}{0,24} \times 942,48 \\ &\quad \times 10^{-6} \left[ -1 + \sqrt{\frac{2 \times 0,24 \times 942,48 \times 10^{-6} \times 0,562}{6,176 \times 942,48 \times 10^{-6}}} \right] = 0,143 \text{ m} \end{aligned} \quad (4.59)$$

$$\begin{aligned}
 I_{ir} &= \frac{1}{3}bx^3 + \alpha_e[A_s(d-x)^2] \\
 &= \frac{1}{3} \times 0,24 \times 0,143^3 \\
 &\quad + 6,176[942,48 \times 10^{-6}(0,562 - 0,143)^2] = 0,001256 \text{ m}^3
 \end{aligned}
 \tag{4.60}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_s &= \alpha_e \times \frac{M_{ek}(d-x)}{I_i} = 6,176 \times \frac{153,85 \times 10^{-3}(0,562 - 0,143)}{0,0047} \\
 &= 84,72 \text{ MPa}
 \end{aligned}
 \tag{4.61}$$

Efektivní výška:

$$\begin{aligned}
 h_{c,ef} &= \min \left\{ 2,5(h-d); \frac{h-x}{3}; \frac{h}{2} \right\} \\
 &= \min \left\{ 2,5(0,6 - 0,562); \frac{0,6 - 0,143}{3}; \frac{0,6}{2} \right\} \\
 &= \min \{ 0,095; 0,152, 0,3 \} = 0,095 \text{ m}
 \end{aligned}
 \tag{4.62}$$

Efektivní stupeň vyztužení:

$$\rho_{p,ef} = \frac{A_s}{b \times h_{c,ef}} = \frac{942,48 \times 10^{-6}}{0,24 \times 0,095} = 0,041
 \tag{4.63}$$

Šířka trhliny:

$$\begin{aligned}
 w_k &= \frac{1}{E_s} \left[ \sigma_s - k_t \times \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,ef}} (1 + \alpha_e \times \rho_{p,ef}) \right] \\
 &= \frac{1}{210000} \left[ 84,72 - 0,4 \times \frac{3,2}{0,041} (1 + 6,176 \times 0,041) \right] \\
 &= 0,218 \text{ mm}
 \end{aligned}
 \tag{4.64}$$

$$\begin{aligned}
 w_k &\leq w_{lim} \\
 0,218 \text{ mm} &\leq 0,4 \text{ mm}
 \end{aligned}
 \tag{4.65}$$

**Podmínka vyhoví, šířka trhliny vyhovuje**



### 4.3.5 Omezení napětí

Tlakové napětí v betonu musí být omezeno, aby se zabránilo vzniku podélných trhlin, mikrotrhlin nebo velkému dotvarování, které mohou nepříjemně ovlivnit funkčnost konstrukce. Podélné trhliny se mohou objevovat, pokud úroveň napětí při charakteristické kombinaci zatížení překročí kritickou hodnotu. Tyto trhliny mohou vést ke snížení trvanlivosti. Pokud se neučiní jiná opatření, jako zvětšení tloušťky krycí vrstvy výztuže v tlačené oblasti, nebo její ovinutí příčnou výztuží, doporučuje se omezit tlakové napětí na hodnotu  $k_1 \times f_{ck}$ . Pokud je napětí v betonu při kvazi-stálé kombinaci menší nebo rovno  $k_2 \times f_{ck}$ , lze předpokládat lineární dotvarování.

#### Omezení napětí v betonu

Zmenšující součinitelé pevnostních charakteristik pro beton dle [1]:

$$k_1 = 0,6 \quad k_2 = 0,45$$

$$\sigma_{c1} = 10,7 \text{ MPa} \quad \text{napětí při charakteristické kombinaci zatížení}$$

$$\sigma_{c2} = 6,2 \text{ MPa} \quad \text{napětí při kvazi-stálé kombinaci zatížení}$$

$$\sigma_{c1} = 10,7 \text{ MPa} \leq k_1 \times f_{ck} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa} \quad (4.66)$$

**Podmínka vyhoví**

$$\sigma_{c2} = 6,2 \text{ MPa} \leq k_2 \times f_{ck} = 0,45 \times 35 = 15,75 \text{ MPa} \quad (4.67)$$

**Podmínka vyhoví**

#### Omezení napětí ve výztuži

Zmenšující součinitel pevnostních charakteristik pro výztuž dle [1]:

$$k_3 = 0,8$$

$$\sigma_s = \alpha_e \times \frac{M_{ek}(d - x)}{I_i} = 6,176 \times \frac{153,85 \times 10^{-3}(0,562 - 0,091)}{0,0047} = 95,21 \text{ MPa} \quad (4.61)$$

$$\sigma_s = 95,21 \text{ MPa} \leq k_3 \times f_{yk} = 0,8 \times 500 = 400 \text{ MPa} \quad (4.68)$$

**Podmínka vyhoví**

### 4.3.6 Omezení průhybu

Součinitel zohledňující nosný systém  $K = 1$  prostě podepřený nosník

Referenční stupeň vyztužení:

$$\rho_0 = 10^{-3} \times \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \times \sqrt{35} = 0,00592 \quad (4.69)$$

Požadovaný stupeň vyztužení tahovou výztuží:

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b_w \times d} = \frac{942,48}{240 \times 570} = 0,00689 \quad (4.70)$$

Protože  $\rho > \rho_0$  použijeme rovnici 4.73

Požadovaný stupeň vyztužení tlakovou výztuží:

$$\rho' = \frac{A_{s2}}{b_w \times d} = \frac{157,08}{240 \times 570} = 0,00148 \quad (4.71)$$

$$\frac{l}{d} < \frac{l}{d} \text{ mezní} \quad (4.72)$$

$$\begin{aligned} \frac{l}{d} \text{ mezní} &= K \times \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \times \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad (4.73) \\ \frac{l}{d} \text{ mezní} &= 1 \times \left[ 11 + 1,5\sqrt{35} \times \frac{0,00592}{0,00689 - 0,00148} \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{12}\sqrt{35} \sqrt{\frac{0,00148}{0,00592}} \right] = 20,96 \end{aligned}$$

$$\frac{l}{d} = \frac{9000}{570} = 15,79 \quad (4.74)$$

$$15,79 \leq 20,96$$

**Podmínka vyhoví, od výpočtu lze upustit**

## 4.4 Návrh a posouzení průvlaku

V této kapitole je proveden návrh a posudek průvlaku. Tento prvek je navržen z třídy betonu C35/45 a výztuž z betonářské oceli B500B. Prvek je ověřen na MSÚ a MSP a jsou zkontrolovány konstrukční zásady.

### Beton C35/45

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{cd} = 23,33 \text{ MPa} \quad (4.15)$$

### Ocel B500B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa} \quad (4.16)$$

### 4.4.1 Krytí výztuže

Průvlak je navržen tloušťky 580 mm, šířky 400 mm s liniovými konzolkami šířky 150 mm na každou stranu, délky 6 m. Průvlak se nachází ve stupni vlivu prostředí XC1, což platí pro beton s nízkou vlhkostí vzduchu. Konstrukční třída je zvolena S4 – objekty o návrhové životnosti 50 let.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4.17)$$

$$\Delta c_{dev} = 0 - 5 \text{ mm pro montované konstrukce}$$

$$c_{min} = \max (c_{min,b}; c_{min,dur}; 10\text{mm})$$

$$c_{min,b} = \emptyset \quad \text{zvolíme výztuž } \emptyset 25 \text{ mm}$$

$$c_{min,dur} = 15 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max(25; 15; 10) = 25 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 25 + 5 = 30 \text{ mm}$$

#### 4.4.2 Statický posudek průvlaku

Pro výpočet momentu únosnosti použijeme opět metodu mezní rovnováhy.

Navržená výztuž: **7 x Ø25** mm.

Zatížení vlastní tíhou průvlaku, tíhou podlahy a užitého zatížení nám v kombinaci udává maximální kladnou hodnotu ohybového momentu  $M_{ED}^+ = 627,42 \text{ kN}\cdot\text{m}$  ( $1,15 \cdot ZS1 + 1,15 \cdot ZS2 + 1,5 \cdot ZS3$ ). Podle vzorců 4.12 – 4.17 určíme hodnotu momentu únosnosti  $M_{RD}$  a následně celý průvlak posoudíme.

$$A_s = 3436,12 \text{ mm}^2 \quad (4.12)$$

$$F_s = 1493,96 \text{ kN} \quad (4.183)$$

$$x = 0,200 \text{ m} \quad (4.14)$$

$$d = 537,5 \text{ mm} \quad (4.15)$$

$$M_{R,D} = 683,44 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.16)$$

$$M_{R,D} \geq M_{E,D} \quad (4.17)$$

$$683,44 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq 627,42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Navržená výztuž vyhoví.**

V místě podpory opět vznikají nezanedbatelné posouvající síly a je nutno tyto síly posoudit na smyk podle vzorců 4.18 – 4.22. Nejprve se spočte, kolik přenese železobetonový průřez bez smykové výztuže, ale se započtením ohybové výztuže.

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \quad (4.18)$$

$$C_{Rd,c} = 0,12 \text{ MPa} \quad (4.19)$$

$$k = 1,61 \quad k \leq 2 \quad (4.20)$$

$$\rho = 0,016 \quad \rho \leq 0,02 \quad (4.21)$$

$$k_1 \times \sigma_{cp} = 0 \quad \text{příznivý vliv normálové síly}$$

$$V_{Rd,c} = 158,86 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &\geq V_{Ed} \\ 158,86 \text{ kN} &\geq 418,28 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.22)$$

**Podmínka nevyhoví, je nutno navrhnout smykovou výztuž.**

Navržen dvojstřížný třmínek Ø8/50.

$$V_{Rd,s} = A_{sw} \times \frac{1}{s_L} \times z \times f_{yw,d} \times \cot \theta \quad (4.23)$$

$$A_{sw} = 100,53 \text{ mm}^2 \quad (4.24)$$

$$z = 0,484 \text{ m} \quad (4.2519)$$

$$V_{Rd,s} = 422,89 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} \geq V_{Ed}$$

$$422,89 \text{ kN} \geq 418,28 \text{ kN}$$

**Navržená výztuž vyhoví.**

(4.26)

### Maximální únosnost ve smyku

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times \mu_1 \times \frac{f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$
(4.27)

$\alpha_{cw} = 1$  součinitel zohledňující stav napětí v tlačném pásu

$$\mu_1 = 0,516$$
(4.28)

$$z = 0,484 \text{ m}$$
(4.25)

$$V_{Rd,max} = 1164,87 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} \geq V_{Rd,s}$$

$$1164,87 \text{ kN} \geq 422,89 \text{ kN} * m$$

**Podmínka vyhoví**

(4.29)

### 4.4.3 Konstrukční zásady průvlaku

#### Minimální množství výztuže

Skutečná plocha 7×Ø25:  $a_{s,skut} = 3436,12 \text{ mm}^2$

$$a_{s,min} = \max\left(0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d; 0,0013 \times b_t \times d\right)$$

$$a_{s,min} = 358 \text{ mm}^2$$
(4.30)

$$a_{s,skut} \geq a_{s,min}$$

$$3436,12 \text{ mm}^2 \geq 358 \text{ mm}^2$$

**Podmínka vyhoví**

(4.31)

**Maximální množství výztuže**

Skutečná plocha 7×Ø25:  $a_{s,skut} = 3436,12 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} a_{s,max} &= 0,04 \times A_c \\ a_{s,max} &= 9280 \text{ mm}^2 \end{aligned} \quad (4.32)$$

$$\begin{aligned} a_{s,skut} &\leq a_{s,max} \\ 3436 \text{ mm}^2 &\leq 9280 \text{ mm}^2 \end{aligned} \quad (4.33)$$

**Podmínka vyhoví**

**Omezení výšky tlačené oblasti**

$$\begin{aligned} \xi &= 0,372 \\ \xi_{bal} &= 0,617 \end{aligned} \quad (4.34)$$

$$\xi_{bal} = 0,617 \quad (4.35)$$

$$\begin{aligned} \xi &< \xi_{bal} \\ 0,372 &< 0,617 \end{aligned} \quad (4.36)$$

**Podmínka vyhoví**

**Maximální osová vzdálenost mezi pruty výztuže**

$$s_{max} = 300 \text{ mm}$$

$$s_{skut} = 74,75 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} s_{skut} &\leq s_{max} \\ 74,75 \text{ mm} &\leq 300 \text{ mm} \end{aligned} \quad (4.20)$$

**Podmínka vyhoví**

**Minimální světlá vzdálenost mezi pruty výztuže**

$$s_{skut} = 49,75 \text{ mm}$$

$$s_{min} = \max(k_1 \times \emptyset; d_g + k_2; 20 \text{ mm}) \quad (4.38)$$

$$k_1 = 1,2 \text{ (dle NP)}$$

$$k_2 = 5 \text{ mm (dle EC2)}$$

$$d_g = 16 \text{ mm}$$

$$s_{min} = 30 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} s_{skut} &\geq s_{min} \\ 49,75 \text{ mm} &\geq 30 \text{ mm} \end{aligned} \quad (4.39)$$

**Podmínka vyhoví**

### Kotevní délka

Kotevní délku počítáme pro pruty u dolního povrchu průvlaku Ø25.

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (4.40)$$

$\alpha_1 - \alpha_5$ : součinitele dle EC2, jsou v rozmezí  $<0,7 - 1>$ , ne bezpečnou stranu volíme všechny součinitele rovny 1.

$$f_{ctd} = 1,47 \text{ MPa} \quad (4.41)$$

$$f_{bd} = 3,3 \text{ MPa} \quad (4.42)$$

$$l_{b,rqd} = 823,5 \text{ mm} \quad (4.43)$$

$$\begin{aligned} l_{b,min} &= \max(0,3 \times l_{b,rqd}; 10 \times \emptyset; 100 \text{ mm}) \\ l_{b,min} &= 250 \text{ mm} \end{aligned} \quad (4.44)$$

$$l_{bd} = 823,5 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm}$$

**Podmínka vyhoví**

Navrhuji kotevní délku  $l_{bd} = 850 \text{ mm}$ .



**Minimální plocha smykové výztuže**

$$\rho_{sw} \geq \rho_{sw,min} \quad (4.45)$$

$$\rho_{sw} = 0,0050 \quad (4.46)$$

$$\rho_{sw,min} = 0,0009 \quad (4.47)$$

$$0,0050 \geq 0,0009$$

**Podmínka vyhoví****Maximální vzdálenost mezi větvemi třmínku**

$$s_t = 324 \text{ mm} \quad s_t \leq s_{t,max} \quad (4.48)$$

$$s_{t,max} = 403 \text{ mm} \quad (4.49)$$

$$324 \text{ mm} \leq 403 \text{ mm}$$

**Podmínka vyhoví****Maximální vzdálenost mezi třmínky**

$$S_L = 50 \text{ mm} \quad S_L \leq S_{L,max} \quad (4.50)$$

$$\begin{aligned} S_{L,max} &= 806 \text{ mm} \\ S_{L,max} &\leq 400 \text{ mm} \end{aligned} \quad (4.51)$$

$$50 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm}$$

**Podmínka vyhoví**

#### 4.4.4 Omezení trhlin

$$\alpha_e = 6,176 \quad (4.52)$$

$$d = 529,5 \text{ mm} \quad (4.53)$$

$$A_i = 0,253 \text{ m}^2 \quad (4.54)$$

$$a_{gi} = 0,310 \text{ m} \quad (4.55)$$

$$I_i = 0,0076 \text{ m}^4 \quad (4.56)$$

Nyní posoudíme, zda dojde ke vzniku trhlin.

$$M_{cr} = 90,32 \text{ kNm} \quad (4.57)$$

$$M_{cr} = 90,32 \text{ kNm} \geq M_{ek} = 494,94 \text{ kNm} \quad (4.58)$$

**Podmínka nevyhoví, trhlinka vznikne**

Nyní musíme stanovit charakteristiky ideálního průřezu s trhlinou

$$x = 0,190 \text{ m} \quad (4.59)$$

$$I_{ir} = 0,003361 \text{ m}^3 \quad (4.60)$$

$$\sigma_s = 136,28 \text{ MPa} \quad (4.61)$$

Efektivní výška:

$$h_{c,ef} = 0,126 \text{ m} \quad (4.62)$$

Efektivní stupeň vyztužení:

$$\rho_{p,ef} = 0,068 \quad (4.63)$$

Šířka trhliny:

$$w_k = 0,384 \text{ mm} \quad (4.64)$$

$$\begin{aligned} w_k &\leq w_{lim} \\ 0,384 \text{ mm} &\leq 0,4 \text{ mm} \end{aligned} \quad (4.65)$$

**Podmínka vyhoví, šířka trhliny vyhovuje**

#### 4.4.5 Omezení napětí

##### Omezení napětí v betonu

Zmenšující součinitelé pevnostních charakteristik pro beton dle [1]:

$$k_1 = 0,6 \quad k_2 = 0,45$$

$$\sigma_{c1} = 20,7 \text{ MPa} \quad \text{napětí při charakteristické kombinaci zatížení}$$

$$\sigma_{c2} = 15,7 \text{ MPa} \quad \text{napětí při kvazi-stálé kombinaci zatížení}$$

$$\sigma_{c1} = 20,7 \text{ MPa} \leq k_1 \times f_{ck} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa} \quad (4.66)$$

**Podmínka vyhoví**

$$\sigma_{c2} = 15,7 \text{ MPa} \leq k_2 \times f_{ck} = 0,45 \times 35 = 15,75 \text{ MPa} \quad (4.67)$$

**Podmínka vyhoví**

##### Omezení napětí ve výztuži

Zmenšující součinitel pevnostních charakteristik pro výztuž dle [1]:

$$k_3 = 0,8$$

$$\sigma_s = 136,28 \text{ MPa} \quad (4.61)$$

$$\sigma_s = 136,28 \text{ MPa} \leq k_3 \times f_{yk} = 0,8 \times 500 = 400 \text{ MPa} \quad (4.68)$$

**Podmínka vyhoví**

#### 4.4.6 Omezení průhybu

Součinitel zohledňující nosný systém

$K = 1$

prostě podepřený nosník

Referenční stupeň vyztužení:

$$\rho_0 = 0,00592 \quad (4.69)$$

Požadovaný stupeň vyztužení tahovou výztuží:

$$\rho = 0,01598 \quad (4.70)$$

Protože  $\rho > \rho_0$  použijeme rovnici 4.58

Požadovaný stupeň vyztužení tlakovou výztuží:

$$\rho' = \frac{A_{s2}}{b_w \times d} = \frac{402,12}{400 \times 537,5} = 0,00187 \quad (4.71)$$

$$\frac{l}{d} < \frac{l}{d} \text{ mezní} \quad (4.72)$$

$$\frac{l}{d} \text{ mezní} = K \times [11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \times \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}}] \quad (4.73)$$

$$\frac{l}{d} \text{ mezní} = 15,00$$

$$\frac{l}{d} = 11,16 \quad (4.74)$$

$$11,16 \leq 15,00$$

**Podmínka vyhoví, od výpočtu lze upustit**

## 4.5 Návrh a posouzení sloupu

V následující kapitole je proveden návrh a posudek sloupu. Tento prvek je navržen z třídy betonu C35/45 a výztuž z betonářské oceli B500B. Prvek je ověřen na MSÚ a MSP a jsou zkontrolovány konstrukční zásady.

### Beton C35/45

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{cd} = 23,33 \text{ MPa} \quad (4.21)$$

### Ocel B500B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa} \quad (4.22)$$

### 4.5.1 Krytí výztuže

Sloup je navržen jako čtvercový průřez s délkou hrany 400 mm, délky 10,22 m. Sloup se nachází ve stupni vlivu prostředí XC1, což platí pro beton s nízkou vlhkostí vzduchu. Konstrukční třída je zvolena S4 – objekty o návrhové životnosti 50 let.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4.23)$$

$$\Delta c_{dev} = 0 - 5 \text{ mm pro montované konstrukce}$$

**Krytí třmínku:** předběžně volíme Ø8 mm.

$$c_{min,sw} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10\text{mm}) = 15 \text{ mm}$$

**Krytí hlavní podélné výztuže:** předběžně volíme Ø20 mm

$$c_{min,l} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10\text{mm}) = 20 \text{ mm}$$

$$c_{min,2} = c_{min,sw} + \varnothing_{sw} = 23 \text{ mm}$$

$c_{min,b} = \emptyset$  zvolíme výztuž  $\emptyset 20 \text{ mm}$

$c_{min,dur} = 15 \text{ mm}$

$c_{min} = \max(20; 23) = 23 \text{ mm}$

$$c_{nom} = 23 + 7 = 30 \text{ mm}$$

#### 4.5.2 Statický posudek sloupu

Pro ověření únosnosti použijeme interakční diagram.

Navržená výztuž: **4 x  $\emptyset 20$  mm**.

Zatížení vlastní tíhou sloupu, tíhou střešního pláště, zatížení sněhem, větrem a užitným zatížením nám v kombinaci udává maximální kladnou hodnotu ohybového momentu  $M_{ED}^+ = 91 \text{ kNm}$  při normálové síle  $N = -864,32 \text{ kN}$  ( $1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2 + 1,05 \cdot ZS3 + 0,75 \cdot ZS6 + 0,9 \cdot 3Dvitr2$ ).

Maximální normálová síla  $N = -1009,29 \text{ kN}$  nám vyšla při ohybovém momentu  $M_{ED} = 57,15 \text{ kNm}$ . ( $1,15 \cdot ZS1 + 1,15 \cdot ZS2 + 1,05 \cdot ZS3 + 0,75 \cdot ZS6 + 1,5 \cdot 3Dvitr8$ )

$$A_s = \frac{n}{2} \times \frac{\pi \times \emptyset^2}{4} = \frac{4}{2} \times \frac{\pi \times 20^2}{4} = 628,32 \text{ mm}^2 \quad (4.75)$$

$$F_s = A_s \times f_{y,d} = 628,32 \times 434,78 \times 10^{-3} = 273,18 \text{ kN} \quad (4.243)$$

$$d = h_s - c - \emptyset_{sw} - \frac{\emptyset}{2} = 400 - 30 - 8 - \frac{20}{2} = 352 \text{ mm} \quad (4.15)$$

Vzdálenost výztuže od kraje průřezu:

$$d_1 = d_2 = h_s - d = 400 - 352 = 48 \text{ mm} \quad (4.76)$$

Vzdálenost od středu průřezu k výztuži:

$$z_{s1} = z_{s2} = \frac{h}{2} - c - \emptyset_{sw} - \frac{\emptyset}{2} = \frac{400}{2} - 30 - 8 - \frac{20}{2} = 152 \text{ mm} \quad (4.77)$$

**Bod 0 – celý průřez je tlačný**

$$F_{C,0} = \lambda \times b \times h \times f_{c,d} = 0,8 \times 0,4 \times 0,4 \times 23,33 \times 10^3 \quad (4.78)$$

$$= 2986,24 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,0} = F_{C,0} + F_{s1} + F_{s2} = 2986,24 + 273,18 \times 2 = 3533 \text{ kN} \quad (4.79)$$

$$M_{Rd,0} = F_{s1} \times z_{s1} - F_{s2} \times z_{s2} = 0 \text{ kNm} \quad (4.80)$$

**Bod 1 – neutrálná osa prochází těžištěm výztuže**

$$F_{C,1} = \lambda \times b \times d \times f_{c,d} = 0,8 \times 0,4 \times 0,352 \times 23,33 \times 10^3 \quad (4.81)$$

$$= 2627,89 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,1} = F_{C,1} + F_{s2} = 2627,89 + 273,18 = 2901 \text{ kN} \quad (4.82)$$

$$M_{Rd,1} = F_{C1} \left( \frac{h}{2} - \frac{\lambda \times d}{2} \right) + F_{s2} \times z_{s2} \quad (4.83)$$

$$= 2627,89 \left( \frac{0,4}{2} - \frac{0,8 \times 0,352}{2} \right) + 273,18 \times 0,152$$

$$= 197,09 \text{ kNm}$$

**Bod 2 – napětí v tažené výztuži na mezi kluzu**

$$x = \frac{700}{700 + f_{yd}} \times d = \frac{700}{700 + 434,78} \times 0,352 = 0,217 \text{ m} \quad (4.84)$$

$$F_{C,2} = \lambda \times b \times x \times f_{c,d} = 0,8 \times 0,4 \times 0,217 \times 23,33 \times 10^3 \quad (4.85)$$

$$= 1620 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,2} = F_{C,2} + F_{s1} - F_{s2} = 1620 \text{ kN} \quad (4.86)$$

$$M_{Rd,2} = F_{C2} \left( \frac{h}{2} - \frac{\lambda \times x}{2} \right) + F_{s1} \times z_{s1} + F_{s2} \times z_{s2} \quad (4.87)$$

$$= 1620 \left( \frac{0,4}{2} - \frac{0,8 \times 0,217}{2} \right) + 2 \times 273,18 \times 0,152$$

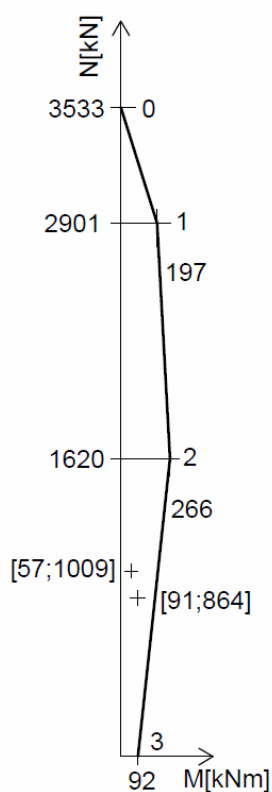
$$= 266 \text{ kNm}$$

**Bod 3 – prostý ohyb**

$$x = \frac{F_s}{\lambda \times b \times f_{c,d}} = \frac{273,18}{0,8 \times 0,4 \times 23,33 \times 10^3} = 0,037 \text{ m} \quad (4.14)$$

$$N_{Rd,3} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,3} = F_s \times \left( d - \frac{\lambda \times x}{2} \right) = 273,18 \times \left( 0,352 - \frac{0,8 \times 0,037}{2} \right) = 92 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.16)$$



Obrázek 18 - Interakční diagram pro sloup

Z obrázku je patrné, že jak kombinace maximálního ohybového momentu s příslušnou normálovou silou, tak kombinace maximální normálové síly s příslušným ohybovým momentem se nachází uvnitř interakčního diagramu a tudíž vyhoví na MSÚ.



### 4.5.3 Konstrukční zásady sloupu

#### Minimální množství výztuže

Skutečná plocha 4×Ø20:  $a_{s,skut} = 1256,64 \text{ mm}^2$

$$a_{s,min} = \frac{0,1N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,002A_c \quad (4.88)$$

$$a_{s,min} = \frac{0,1 \times 1009}{434,78 \times 10^3} = 232 \text{ mm}^2 \geq 320 \text{ mm}^2$$

$$a_{s,skut} \geq a_{s,min}$$

$$1257 \text{ mm}^2 \geq 320 \text{ mm}^2$$

**Podmínka vyhoví**

#### Maximální množství výztuže

Skutečná plocha 4×Ø20:  $a_{s,skut} = 1256,64 \text{ mm}^2$

$$a_{s,max} = 0,04 \times A_c \quad (4.32)$$

$$a_{s,max} = 6400 \text{ mm}^2$$

$$a_{s,skut} \leq a_{s,max} \quad (4.33)$$

$$1257 \text{ mm}^2 \leq 6400 \text{ mm}^2$$

**Podmínka vyhoví**

#### Maximální osová vzdálenost mezi pruty výztuže

$$s_{max} = 400 \text{ mm}$$

$$s_{skut} = 304 \text{ mm}$$

$$s_{skut} \leq s_{max} \quad (4.25)$$

$$304 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm}$$

**Podmínka vyhoví**

**Minimální světlá vzdálenost mezi pruty výztuže**

$$s_{skut} = 284 \text{ mm}$$

$$s_{min} = \max(k_1 \times \emptyset; d_g + k_2; 20 \text{ mm}) \quad (4.38)$$

$$k_1 = 1,2 \text{ (dle NP)}$$

$$k_2 = 5 \text{ mm (dle EC2)}$$

$$d_g = 16 \text{ mm}$$

$$s_{min} = 24 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} s_{skut} &\geq s_{min} \\ 284 \text{ mm} &\geq 24 \text{ mm} \\ \text{Podmínka vyhoví} \end{aligned} \quad (4.39)$$

**Minimální průměr výztuže:**

$$\emptyset_{skut} = 20 \text{ mm}$$

$$\emptyset_{min} = 12 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \emptyset_{skut} &\geq \emptyset_{min} \\ 20 \text{ mm} &\geq 12 \text{ mm} \\ \text{Podmínka vyhoví} \end{aligned} \quad (4.89)$$

**Kotevní délka**

Kotevní délku počítáme pro pruty  $\emptyset 20 \text{ mm}$ .

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (4.40)$$

$\alpha_1 - \alpha_5$ : součinitele dle EC2, jsou v rozmezí  $<0,7 - 1>$ , ne bezpečnou stranu volíme všechny součinitele rovny 1.

$$f_{ctd} = 1,47 \text{ MPa} \quad (4.41)$$

$$f_{bd} = 3,3 \text{ MPa} \quad (4.42)$$

$$l_{b,rqd} = 658,8 \text{ mm} \quad (4.43)$$

$$l_{b,min} = \max(0,3 \times l_{b,rqd}; 10 \times \emptyset; 100 \text{ mm}) \quad (4.44)$$

$$l_{b,min} = \max(0,3 \times 658,8; 10 \times 20; 100 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 658,8 = 658,8 \text{ mm} \geq 200 \text{ mm}$$

**Podmínka vyhoví**

Navrhuji kotevní délku  $l_{bd} = 670 \text{ mm}$ .

Navrhuji smykovou výztuž **Ø8/200**.

**Minimální průměr smykové výztuže:**

$$\emptyset_{skut} = 8 \text{ mm}$$

$$\emptyset_{min} = \max\left(6; \frac{\emptyset}{4}\right) = \max(6; 5) = 6 \text{ mm} \quad (4.90)$$

$$\begin{aligned} \emptyset_{skut} &\geq \emptyset_{min} \\ 8 \text{ mm} &\geq 6 \text{ mm} \end{aligned} \quad (4.89)$$

**Podmínka vyhoví**

**Maximální podélná výztuž třmíneků:**

$$\begin{aligned} s_{s,max} &= \min(15 \times \emptyset; \min(b; h); 300 \text{ mm}) \\ &= \min(300; 400; 300) = 300 \text{ mm} \end{aligned} \quad (4.91)$$

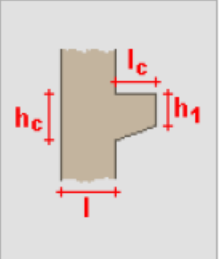
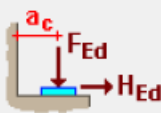
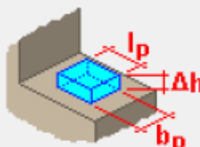
$$s_{s,skut} = 200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} s_{s,max} &\geq s_{s,skut} \\ 300 \text{ mm} &\geq 200 \text{ mm} \end{aligned} \quad (4.39)$$

**Podmínka vyhoví**

## 4.6 Návrh a posouzení krátké konzoly sloupu

V další kapitole se věnujeme návrhu a posudku krátké konzoly sloupu. Pro tento posudek byl zvolen software FIN EC 2018.

Materiály	
Prostředí :	XC1
Beton :	<b>C 35/45</b>
Podélná výztuž :	<b>B500</b>
Smyková výztuž :	<b>B500</b>
<a href="#">Upravit</a>	
Rozměry	
	Délka konzoly: $l_c =$ 300,0 [mm]
	Výška konzoly: $h_c =$ 470,0 [mm]
	Výška konzoly přední: $h_1 =$ 270,0 [mm]
	Šířka sloupu: $l =$ 400,0 [mm]
	<input type="checkbox"/> Posuzovat na jednotku délky
Šířka: $b =$ 400,0 [mm]	
Zatížení	
	Excentricita: $a_c =$ 150,0 [mm]
	Svislá síla: $F_{Ed} =$ 418,00 [kN]
	Vodorovná síla: $H_{Ed} =$ 83,60 [kN]
	$H_{Ed} / F_{Ed} =$ 0,2 [-]
<input checked="" type="checkbox"/> Úložná deska	
	Délka: $l_p =$ 100,0 [mm]
	Výška: $\Delta h =$ 10,0 [mm]
	Šířka: $b_p =$ 340,0 [mm]

Obrázek 19 - Geometrie + síly na krátké konzole

**Vyztužení**

☐ Minimální krytí

Krytí : 30,0 [mm]

Profil : 16 [mm]

Počet : 4 [-]

☒ Svislé třmínky

Profil třmínků:  $\varnothing =$  10 [mm]

Počet třmínků: n = 3 [-]

Počet stříhů : 2 [-]

☒ Vodorovné třmínky

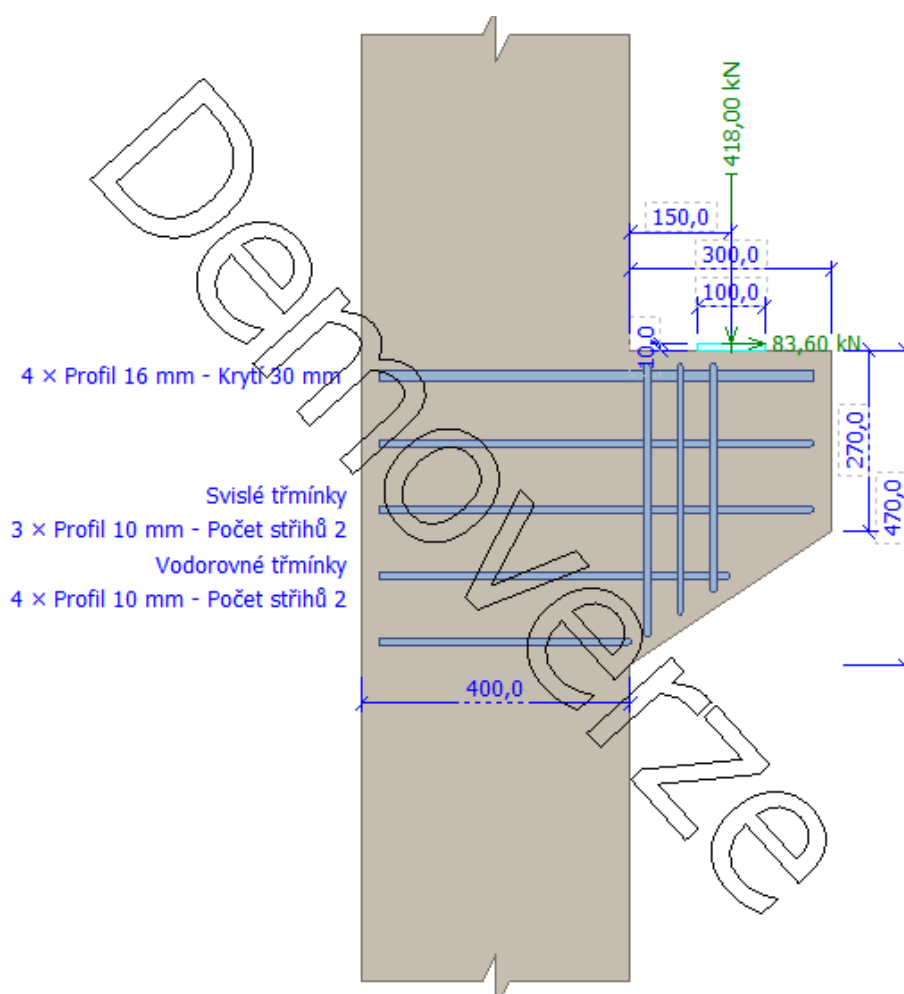
Profil třmínků:  $\varnothing =$  10 [mm]

Počet třmínků: n = 4 [-]

Počet stříhů : 2 [-]

Obrázek 20 - Návrh výztuže krátké konzoly

;



Obrázek 21 - Schéma vyztužení krátké konzoly

	$v' = 1 - f_{ck} / 250 = 1 - 35 / 250 = 0,86$
	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C = 1 \times 35 / 1,5 = 23,33 \text{ MPa}$
Maximální napětí ve styčniku typu CCC	$\sigma_{Rd,max} = k_1 \times v' \times f_{cd} = 1 \times 0,86 \times 23,33 = 20,07 \text{ MPa}$
Šířka tlačené oblasti	$x_1 = F_{Ed} / b \times \sigma_{Rd,max} = 418 / 400 / 20,07 = 52,08 \text{ mm}$
Rameno vnější síly	$d' = c + 0,5 \times \varnothing = 30 + 0,5 \times 16 = 38 \text{ mm}$
	$a = a_c + 0,5 \times x_1 + H_{Ed} / F_{Ed} \times (d' + \Delta h) = 150 + 0,5 \times 52,08 + 0,2 \times (38 + 10) = 185,6 \text{ mm}$
Výška tlačené oblasti	$d = h - d' = 470 - 38 = 432 \text{ mm}$
	$y_1 = d - \sqrt{(d^2 - 2 \times x_1 \times a)} = 432 - \sqrt{(432^2 - 2 \times 52,08 \times 185,6)} = 22,99 \text{ mm}$
Rameno vnitřních sil	$z = d - 0,5 \times y_1 = 432 - 0,5 \times 22,99 = 420,5 \text{ mm}$
Typ konzoly	$a/z = 0,44 \leq 0,5 \Rightarrow$ krátká konzola
Hlavní tahová síla	$F_t = F_{Ed} \times a / z + H_{Ed} = 418 \times 185,6 / 420,5 + 83,6 = 268,1 \text{ kN}$
Požadovaná plocha hlavní výztuže	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 500 / 1,15 = 434,8 \text{ MPa}$
Zadaná plocha hlavní výztuže	$A_{sl,req} = F_t / f_{yd} = 268,1 / 434,8 = 616,7 \text{ mm}^2$
Sklon tlačené diagonály	$A_{sl} = 804,2 \text{ mm}^2 \geq A_{sl,req} = 616,7 \text{ mm}^2 \Rightarrow$ VYHOVUJE 76,7 %
Síla v tlačené diagonále	$\theta = 66,18^\circ$
	$F = F_{Ed} / \sin(\theta) = 418 / \sin(66,18) = 456,9 \text{ kN}$
	$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_C = 0,18 / 1,5 = 0,12$
	$k = \min(1 + \sqrt{(200 / d)}; 2) = \min(1 + \sqrt{(200 / 432)}; 2) = \min(1,68; 2) = 1,68$
	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b \times d); 0,02) = \min(804,2 / (400 \times 432); 0,02) = \min(0,00465; 0,02) = 0,00465$
	$v_{min} = 0,035 \times k^{1,5} \times \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \times 1,68^{1,5} \times \sqrt{35} = 0,451 \text{ MPa}$
	$\sigma_{cp} = \min(-H_{Ed} / (h \times b); 0,2 \times f_{cd}) = \min(-83,6 / (470 \times 400); 0,2 \times 23,33) = \min(-445,10^3; 4,67 \cdot 10^6) = -0,445 \text{ MPa}$
Únosnost bez smykové výztuže	$V_{Rdc} = (\max(C_{Rd,c} \times k \times \sqrt{(100 \times \rho_l \times f_{ck})}; v_{min}) + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b \times d = (0,12 \times 1,68 \times \sqrt{(100 \times 0,00465 \times 35)}; 0,451) + 0,15 \times (-0,445) \times 400 \times 432 = 76,8 \text{ kN}$
Maximální únosnost dle 6.2.3 (6.9)	$v_1 = 0,6 \times (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 35 / 250) = 0,516$
	$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 1 \times 400 \times 420,5 \times 0,516 \times 23,33 / (1 + 1) = 1\,013 \text{ kN}$
Maximální únosnost dle 6.2.3 (6.9)	$F_{Ed} = 418 \text{ kN} \leq V_{Rd,max} = 1\,013 \text{ kN} \Rightarrow$ VYHOVUJE 41,3 %
Příčná tahová síla	$l = \sqrt{(a^2 + z^2)} = \sqrt{(185,6^2 + 420,5^2)} = 459,7 \text{ mm}$
	$T = 1 / 4 \times [1 - 0,7 \times \sqrt{(x_1^2 + y_1^2)} / (0,5 \times l)] \times F = 0,25 \times [1 - 0,7 \times \sqrt{(52,08^2 + 22,99^2)} / (0,5 \times 459,7)] \times 456,9 = 94,42 \text{ kN}$
Požadavek dle kapitoly 6.2	$A_{sv,req} = \beta \times F_{Ed} / f_{yd} = 0,25 \times 418 / 434,8 = 240,3 \text{ mm}^2$
Svislá složka tahové síly	$T_{vert} = 1,2 \times 2 \times T \times \cos(\theta) = 1,2 \times 2 \times 94,42 \times \cos(66,18) = 91,52 \text{ kN}$
Požadavek dle kapitoly 6.5	$A_{sv,req} = T_{vert} / f_{yd} = 91,52 / 434,8 = 210,5 \text{ mm}^2$
Zadaná plocha svislé výztuže	$A_{sv} = 471,2 \text{ mm}^2 \geq A_{sv,req} = 240,3 \text{ mm}^2 \Rightarrow$ VYHOVUJE 51,0 %
Je požadováno alespoň 240,3 mm <sup>2</sup> (2× třmínek)	max(tah do střední třetiny oblasti mezi sloupem a úložnou deskou)
Vodorovná složka tahové síly	$T_{horz} = 1,2 \times 2 \times T \times \sin(\theta) = 1,2 \times 2 \times 94,42 \times \sin(66,18) = 207,3 \text{ kN}$
Požadavek dle kapitoly 6.5	$A_{sh,req} = T_{horz} / f_{yd} = 207,3 / 434,8 = 476,8 \text{ mm}^2$
Zadaná plocha vodorovné výztuže	$A_{sh} = 628,3 \text{ mm}^2 \geq A_{sh,req} = 476,8 \text{ mm}^2 \Rightarrow$ VYHOVUJE 75,9 %
Napětí pod styčnou deskou	$\sigma = 12,29 \text{ MPa} \leq f_{cd} = 23,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ VYHOVUJE 52,7 %

Obrázek 22 - Statický posudek krátké konzoly

## 4.7 Návrh a posouzení schodiště

V objektu se nacházejí 3 stejná schodišťová ramena. Tato ramena jsou navržena z betonu C25/30 a betonářské výztuže B500B. Schodiště jsou šířky 1320 mm s tloušťkou desky 200 mm. Z výpočetního softwaru byl získán maximální kladný moment  $M_{ed}^+ = 21,11 \text{ kN} \cdot \text{m}$ . Navrhují výztuž Ø8/150. Opět podle vzorců 4.12 – 4.17 posoudíme únosnost schodiště.

$$A_s = \frac{1}{S_s} \times \frac{\pi \times \emptyset^2}{4} = \frac{1}{0,15} \times \frac{\pi \times 8^2}{4} = 335,1 \text{ mm}^2 \quad (4.12)$$

$$F_s = 145,7 \text{ kN} \quad (4.13)$$

$$x = 10,9 \text{ mm} \quad (4.14)$$

$$d = 171 \text{ mm} \quad (4.15)$$

$$M_{R,D} = 24,28 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (4.16)$$

$$\begin{aligned} M_{R,D} &\geq M_{E,D} \\ 24,28 \text{ kN} \cdot \text{m} &\geq 21,11 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \text{Navržená výztuž vyhoví.} \end{aligned} \quad (4.17)$$

### 4.7.1 Konstrukční zásady schodiště

#### Minimální množství výztuže

Skutečná plocha Ø8/150:  $a_{s,skut} = 335,1 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} a_{s,min} &= \max\left(0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d; 0,0013 \times b_t \times d\right) \\ a_{s,min} &= 222 \text{ mm}^2 \end{aligned} \quad (4.30)$$

$$\begin{aligned} a_{s,skut} &\geq a_{s,min} \\ 335 \text{ mm}^2 &\geq 222 \text{ mm}^2 \\ \text{Podmínka vyhoví} \end{aligned} \quad (4.31)$$

**Maximální množství výztuže**

Skutečná plocha Ø8/150:  $a_{s,skut} = 335,1 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} a_{s,max} &= 0,04 \times A_c \\ a_{s,max} &= 8000 \text{ mm}^2 \end{aligned} \quad (4.32)$$

$$\begin{aligned} a_{s,skut} &\leq a_{s,max} \\ 335 \text{ mm}^2 &\leq 8000 \text{ mm}^2 \end{aligned} \quad (4.33)$$

**Podmínka vyhoví**

**Omezení výšky tlačené oblasti**

$$\xi = \frac{x}{d} = 0,064 \quad (4.34)$$

$$\xi_{bal} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = 0,617 \quad (4.35)$$

$$\begin{aligned} \xi &< \xi_{bal} \\ 0,064 &< 0,617 \end{aligned} \quad (4.36)$$

**Podmínka vyhoví**

**Maximální osová vzdálenost mezi pruty výztuže**

$$\begin{aligned} s_{max} &= \min(2h; 300 \text{ mm}) \\ s_{max} &= \min(2 \times 200; 300 \text{ mm}) = 300 \text{ mm} \\ s_{skut} &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_{skut} &\leq s_{max} \\ 150 \text{ mm} &\leq 300 \text{ mm} \end{aligned} \quad (4.37)$$

**Podmínka vyhoví**



**Minimální světlá vzdálenost mezi pruty výztuže**

$$s_{skut} = 142 \text{ mm}$$

$$s_{min} = \max(k_1 \times \emptyset; d_g \times k_2; 20 \text{ mm}) \quad (4.38)$$

$$k_1 = 1,2 \text{ (dle NP)}$$

$$k_2 = 5 \text{ mm (dle EC)}$$

$$d_g = 16 \text{ mm}$$

$$s_{min} = \max(1,2 \times 8; 16 + 5; 20 \text{ mm}) = 21 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} s_{skut} &\geq s_{min} \\ 142 \text{ mm} &\geq 21 \text{ mm} \\ \textbf{Podmínka vyhoví} \end{aligned} \quad (4.39)$$

**Minimální plocha rozdělovací výztuže**

$$\begin{aligned} a_{s,r,min} &= 0,2 \times a_{skut} \\ a_{s,r,min} &= 0,2 \times 335,1 = 67,02 \text{ mm}^2 \end{aligned} \quad (4.91)$$

Navrhuji rozdělovací výztuž Ø6/250,  $a_{s,r} = 113,1 \text{ mm}^2$ .

$$\begin{aligned} a_{s,r} &\geq a_{s,r,min} \\ 113,1 \text{ mm}^2 &\geq 67,02 \text{ mm}^2 \\ \textbf{Podmínka vyhoví} \end{aligned} \quad (4.92)$$

**Maximální vzdálenost mezi pruty rozdělovací výztuže**

$$\begin{aligned} s_{r,max} &= \min(3h; 400 \text{ mm}) \\ s_{r,max} &= \min(3 \times 200; 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm} \end{aligned} \quad (4.93)$$

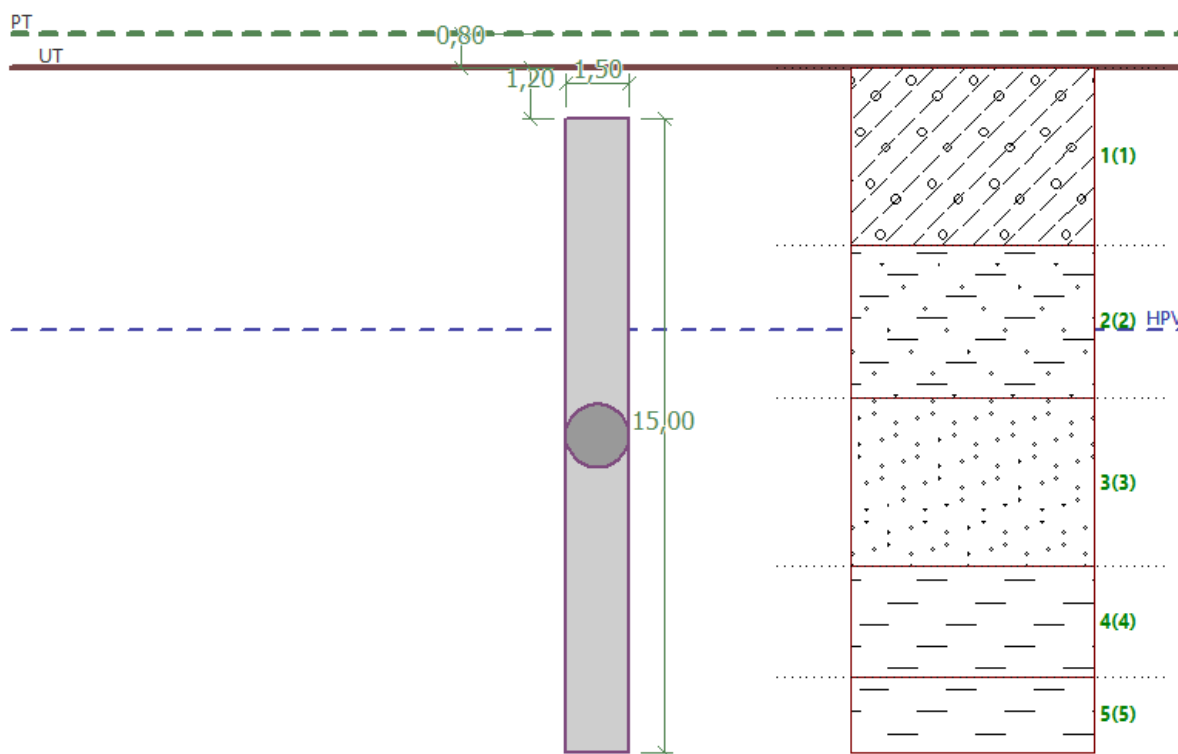
$$s_{r,skut} = 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} s_{r,skut} &\leq s_{r,max} \\ 250 \text{ mm} &\leq 400 \text{ mm} \\ \textbf{Podmínka vyhoví} \end{aligned} \quad (4.94)$$

## 4.8 Návrh a posouzení pilot

Vzhledem k bývalé intenzivní hlubinné činnosti od roku 1907 se projektovaná stavba nachází v poddolovaném území. V těsném okolí stavby se nachází 3 důlní díla - šachty, které jsou v současné době již zasypány. Dle archivní rešerše dosáhly poklesy v zájmovém území v období 1961 -2004 cca 1 až 10 metrů.

Na základě geotechnických poměrů na staveništi a dle doporučení geotechnických podkladů je předpokládáno hlubinné založení sloupů skeletu na vrtaných ŽB pilotách vetknutých na potřebnou délku do základové půdy.



Obrázek 23 - Vrstvy základové půdy

První vrstvu o mocnosti 5 m tvoří zemina F1 – hlína štěrkovitá. Další vrstvu mocnosti 3,6 m tvoří zemina F4 – jíl písčitý. Následuje mocnost 4 m zeminy S3 – písek s příměsí jemnozrnné zeminy, která přechází v zeminu F6 – jíl s nízkou či střední plasticitou. Hladina podzemní vody se nachází v hloubce 7 m od původního terénu.

Pilota je navržena z betonu C25/30 a betonářské výztuže B500B.

<input checked="" type="checkbox"/> Počítat vlastní tíhu piloty do zatížení		Import	Užitné						
Číslo	Zatížení		Název zatížení	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	H <sub>x</sub>	H <sub>y</sub>	Návrh.
	nové	změna		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	
1	Ano		Zatížení č. 1	1009,00	52,00	91,00	23,00	45,00	✓

Obrázek 24 - Zatížení na hlavu piloty

#### Posouzení svislé únosnosti : NAVFAC DM 7.2

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.  
Součinitel výpočtu kritické hloubky  $k_{dc} = 1,00$

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Únosnost piloty na plášti  $R_s = 696,94 \text{ kN}$

Únosnost piloty v patě  $R_b = 1091,80 \text{ kN}$

Únosnost piloty  $R_c = 1788,74 \text{ kN}$

Extrémní svislá síla  $V_d = 1593,48 \text{ kN}$

$R_c = 1788,74 \text{ kN} > 1593,48 \text{ kN} = V_d$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Obrázek 25 - Posouzení svislé únosnosti piloty

#### Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 2,0 mm

Max.posouvající síla = 50,54 kN

Maximální moment = 109,88 kNm

#### Posouzení na tlak a ohyb

Vyztužení - 10 ks profil 25,0 mm; krytí 50,0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota

Stupeň vyztužení  $\rho = 0,278 \% > 0,250 \% = \rho_{min}$

Zatížení :  $N_{Ed} = -1009,00 \text{ kN}$  (tlak) ;  $M_{Ed} = 109,88 \text{ kNm}$

Únosnost :  $N_{Rd} = -23925,90 \text{ kN}$ ;  $M_{Rd} = 2605,58 \text{ kNm}$

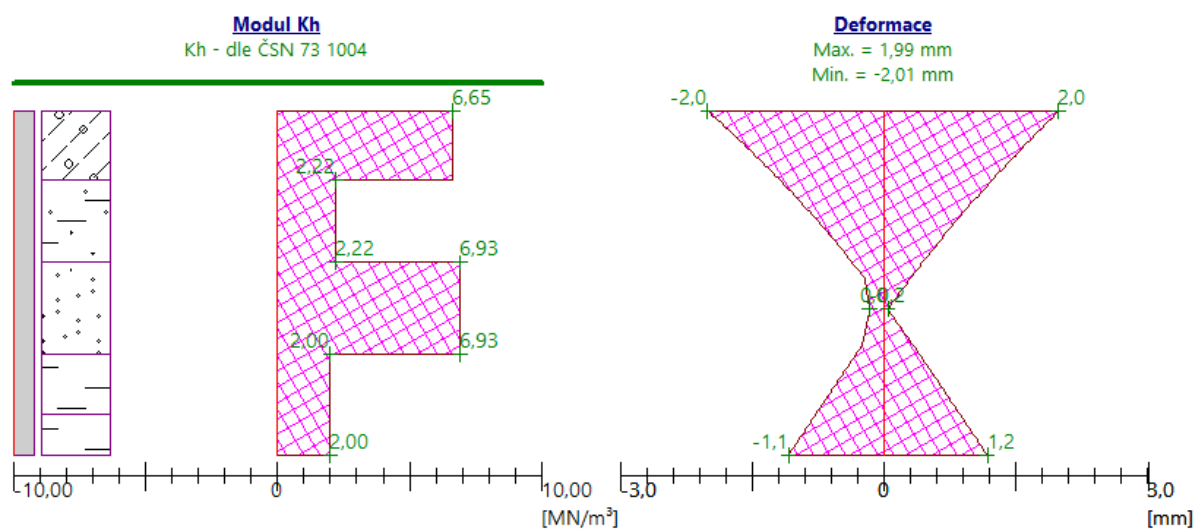
Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

#### Posouzení na smyk

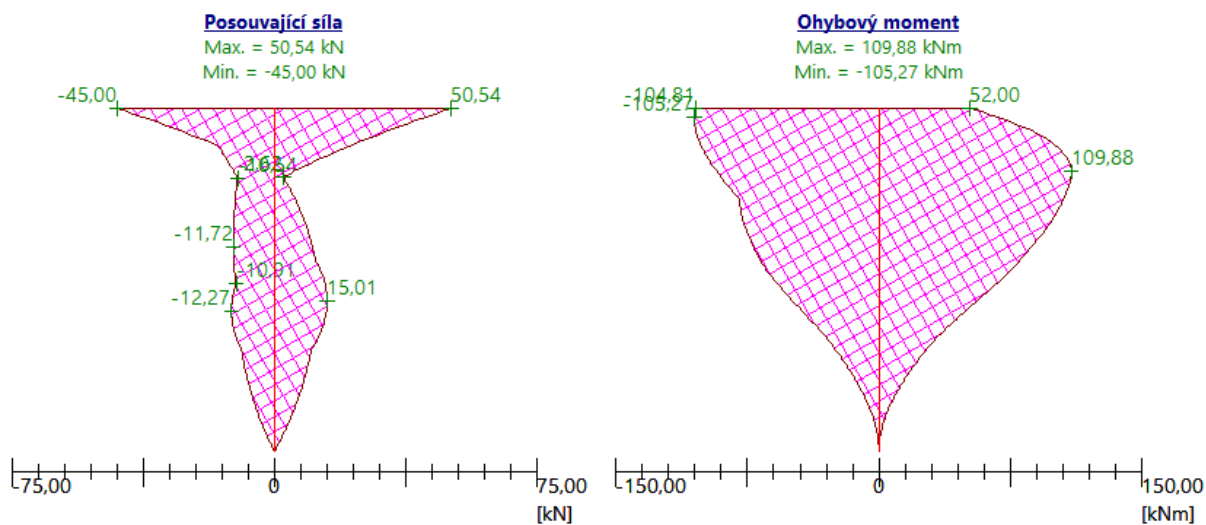
Posouvající síla na mezi únosnosti:  $V_{Rd} = 614,60 \text{ kN} > 50,54 \text{ kN} = V_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Obrázek 26 - Posouzení piloty na tlak, ohyb a smyk



Obrázek 27 - Deformace piloty dle ČSN



Obrázek 28 - Průběh posouvající síly a ohybového momentu na pilotě

## 5 Závěr

V rámci této diplomové práce byl proveden statický posudek vybraných železobetonových prvků montované konstrukce dvoupodlažní haly.

V první části byla sepsána krátká technická zpráva. Následoval teoretický základ o montovaných konstrukcích, kde byly popsány styky a konstrukční systémy montovaných staveb a také výhody a nevýhody prefabrikace dílců. Jelikož se tato práce zabývá skeletovou montovanou konstrukcí, byla práce doplněna o konstrukční uspořádání těchto soustav a jejich statické působení.

Ve druhé části této práce byly vypočteny hodnoty stálého a užitného zatížení, zatížení větrem a sněhem. Byl vytvořen 3D model konstrukce, ze kterého byly získány vnitřní síly. Na hodnoty vnitřních sil pak byly dimenzovány vybrané nosné konstrukce – vazník, průvlak, sloup a jeho krátké konzoly, schodiště a piloty a to na mezní stav únosnosti podle metody mezní rovnováhy a mezní stav použitelnosti. Následně byly ověřeny konstrukční zásady u všech posuzovaných prvků.

Součástí této diplomové práce jsou taktéž výkresy půdorysů a řezů, výkresy tvaru a výztuže vazníku, průvlaku, sloupu a schodiště.

Vypracování diplomové práce bylo pro autora velkým přínosem, protože si prohloubil zkušenosti s modelováním konstrukcí ve výpočetním programu SCIA Engineer a získal větší přehled o montovaných konstrukcích, kterým by se chtěl věnovat i po ukončení studia.

### **Poděkování**

Tímto bych chtěl poděkovat všem, kteří mi jakoukoliv cestou pomohli při tvorbě této diplomové práce. Zejména pak Ing. Marii Kozielové, Ph.D. za cenné rady a vstřícný přístup během vypracování této práce. Dále pak Ing. Haně Šeligové za podklady k této práci.

## 6 Seznam obrázků

Obrázek 1 - Skeletový systém s podélnými rámy .....	18
Obrázek 2 - Skeletový systém s příčnými rámy .....	18
Obrázek 3 - Skeletový systém s obousměrnými rámy .....	18
Obrázek 4 - Hlavicový skelet .....	18
Obrázek 5 - Deskový skelet .....	19
Obrázek 6 - Čapkův spoj .....	19
Obrázek 7 - 3D model konstrukce .....	26
Obrázek 8 - Zatěžovací stavy .....	27
Obrázek 9 - Maximální ohybový moment $M_y$ na vazník .....	27
Obrázek 10 - Maximální posouvající síla $V_z$ na vazník .....	28
Obrázek 11 - Maximální ohybový moment $M_y$ na průvlak .....	28
Obrázek 12 - Maximální posouvající síla $V_z$ na průvlak .....	29
Obrázek 13 - Maximální normálová síla $N$ na sloup .....	29
Obrázek 14 - Maximální ohybový moment $M_y$ na schodišti .....	30
Obrázek 15 - Tabulka krytí výztuže .....	31
Obrázek 16 - Schéma metody mezní rovnováhy .....	32
Obrázek 17 - Doporučené hodnoty pro šířku trhliny .....	38
Obrázek 18 - Interakční diagram pro sloup .....	56
Obrázek 19 - Geometrie + síly na krátké konzole .....	60
Obrázek 20 - Návrh výztuže krátké konzoly .....	61
Obrázek 21 - Schéma vyztužení krátké konzoly .....	61
Obrázek 22 - Statický posudek krátké konzoly .....	62
Obrázek 23 - Vrstvy základové půdy .....	66
Obrázek 24 - Zatížení na hlavu piloty .....	67
Obrázek 25 - Posouzení svislé únosnosti piloty .....	67
Obrázek 26 - Posouzení piloty na tlak, ohyb a smyk .....	67
Obrázek 27 - Deformace piloty dle ČSN .....	68
Obrázek 28 - Průběh posouvající síly a ohybového momentu na pilotě .....	68

## 7 Seznam tabulek

Tabulka 4.1 - Skladba podlahy – 2NP .....	21
Tabulka 4.2 - Skladba podlahy -2NP terasa .....	21
Tabulka 4.3 - Skladba střešního pláště .....	22
Tabulka 4.4 - Skladba obvodového pláště .....	22

## 8 Použitá literatura

- [1] ČSN EN 1992 – 1 - 1: *Navrhování betonových konstrukcí – Obecně - Část 1 – 1: Obecná pravidla pro pozemní a inženýrské stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [2] ČSN EN 1990. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. ČNI, Březen 2004.
- [3] ČSN EN 1991 – 1 – 1 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Část 1 – 1: Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. ČNI, Březen 2004.
- [4] ČSN EN 1991 – 1 – 3 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Část 1 – 3: Zatížení sněhem*. ČNI, Červen 2005
- [5] ČSN EN 1991 – 1 – 4 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení – Část 1 – 4: Zatížení větrem*. ČNI, Květen 2005.
- [6] BAŽANT, Z., KLUSÁČEK, L., MELOUN, V.: *Betonové konstrukce IV. Montované konstrukce pozemních staveb, VUT, Brno, 2003*.
- [7] PROCHÁZKA, Jaroslav a Jiří KRÁTKÝ: *Navrhování betonových konstrukcí podle Eurocode 2: Doplňkové skriptum*. Praha, ČVUT, 1995.



## **9 Použité výpočtové a grafické programy**

SCIA Engineer 18 (studentská verze)

AutoCAD 2010 (studentská verze)

Microsoft Office 2016

FINE (studentská verze)

GEO5 (studentská verze)

## **10 Seznam příloh**

Příloha č. 1: Schéma skladby sloupů a stěn 1NP, M1:100

Příloha č. 2: Schéma uložení stropních panelů, M1:100

Příloha č. 3: Typický příčný řez, M:1:50

Příloha č. 4: Typický podélný řez, M1:50

Příloha č. 5: Vazník, M1:25

Příloha č. 6: Průvlak, M1:25

Příloha č. 7: Sloup, M1:25

Příloha č. 8: Schodiště, M1:25